

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

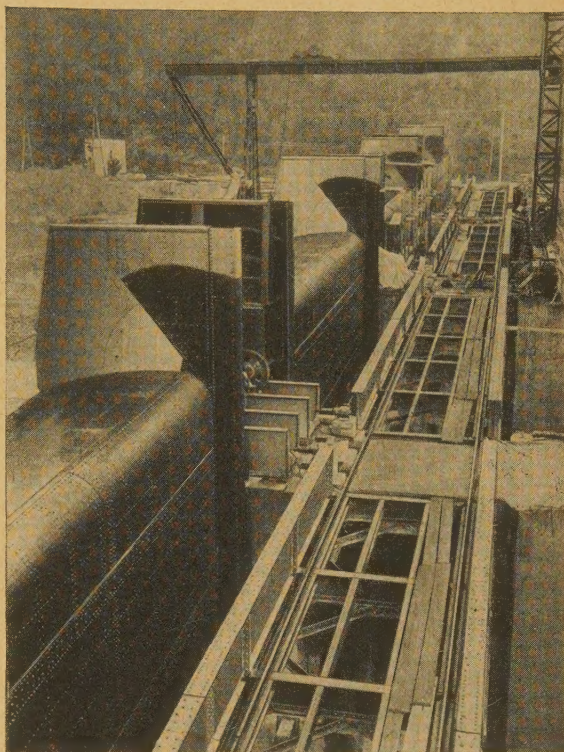
30. JAHRGANG

SEPTEMBER 1955

HEFT 9

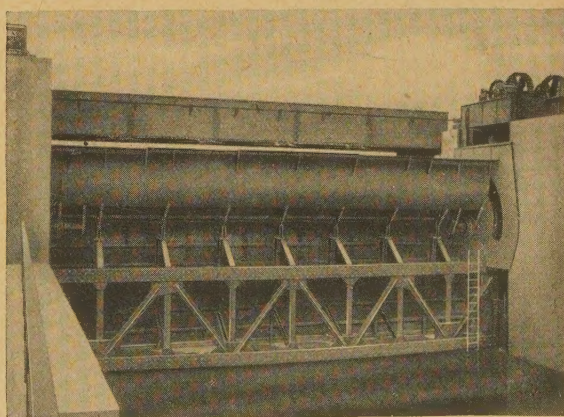
W I R F E R T I G E N
U N D L I E F E R N

Wehranlagen, Schleusenanlagen für Binnen- und Seeschifffahrt, Schleusenumlaufverschlüsse, Sicherheitstore, Talsperrenausrüstungen, Stollen- und Turbineneinlaufverschlüsse, Docktore, Schiffshebewerke, Schiffsaufschleppen, Schwimmkräne, sämtliche Stahlwasserbauten einschließlich maschineller und elektrischer Einrichtung vollkommen betriebsfertig montiert.



(Oberes Bild) Wehranlage, 4 Rollschütze mit Aufsatzklappe, je 17 m lichte Weite, 8,5 m Bauhöhe, 2,5 m Klappenhöhe.

(Unteres Bild) Wehranlage, Windwerke tief-
liegend, so daß Schütz in höchster Lage am
Windwerk vorbeigezogen werden kann.



FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

ZUR HAUPTVERSAMMLUNG DER HAFENBAUTECHNISCHEN GESELLSCHAFT

VÖEST

Unser Stahlbauprogramm:

HOCHBAU/FEINSTAHLBAU
UND MECHANISCHE AN-
LAGEN/STAHLLEICHTBAU/
BRÜCKENBAU/ROHRLEI-
TUNGS- UND BEHÄLTER-
BAU/STAHLWASSERBAU



VEREINIGTE ÖSTERREICHISCHE EISEN- UND STAHLWERKE
LINZ-DONAU

U S A

Studienreise für Architekten und Bauingenieure

vom 4.—20. November 1955

Flug: Frankfurt/M. — New York — Frankfurt/M. • Rundreise: New York — Boston (Gropius) — Chicago (Mies von der Rohe) — Taliesin (Frank Lloyd Wright) — Pittsburgh — Washington — New York

Zahlreiche Fachbesichtigungen der modernsten amerikanischen Bauwerke
Besuch in drei führenden Architekturschulen

Leitung: Dipl.-Ing. Max Bächer, Stuttgart, Architekt

Preis der Reise: ab und bis Frankfurt/M., alles eingeschlossen DM **5890,—**

Die Reise kann finanziert werden (auf 1—2 Jahre bei $\frac{1}{3}$ Anzahlung)

Anmeldungen umgehend unter »Der Bauingenieur 1305« an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20

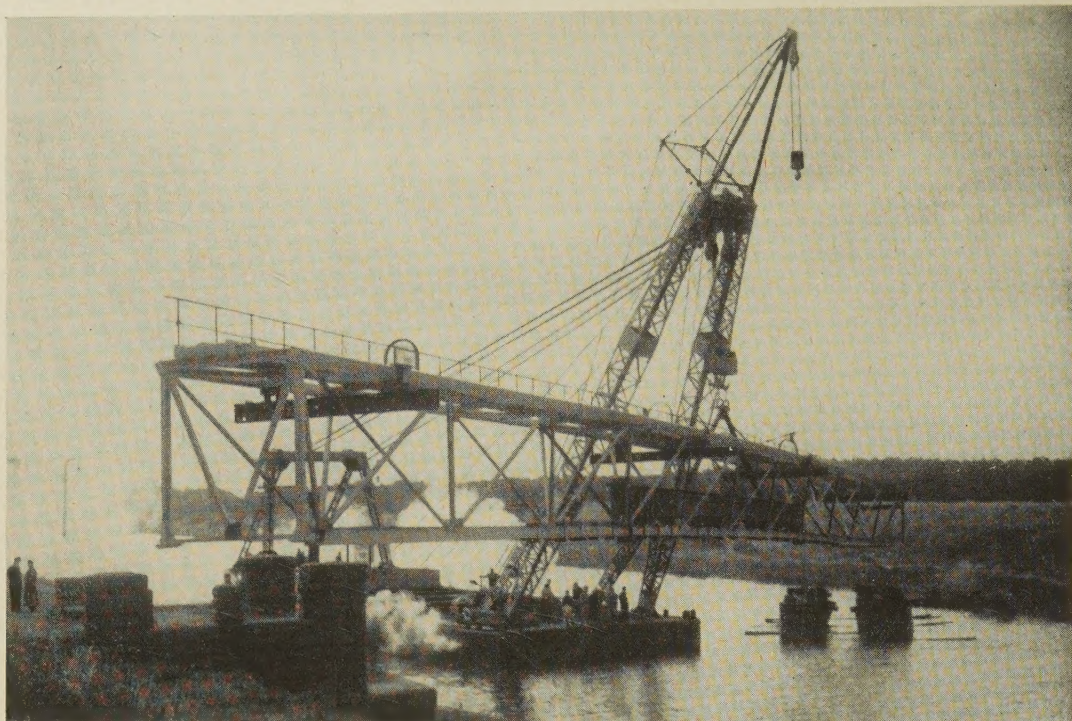
In aller Welt



DEMAG *HB-Krane*

*W*ie hier im Hafen von Hamburg kündigt der HB-Kran den Namen der DEMAG allen einlaufenden Schiffen in den Häfen Bremen's, Antwerpen's, Cabedelo's oder Natal's (Süd-Amerika). Aufträge aus vielen anderen Ländern, wie England, Afrika, der Türkei oder Belgien beweisen das Vertrauen, das Fachkreise in diese DEMAG-Neukonstruktion setzen. Das Bild zeigt HB-Krane in Dreibein-Portalausführung, Tragfähigkeit 3 t, Ausladung 20/6 m.

HÜLSKENS & CO. WESEL

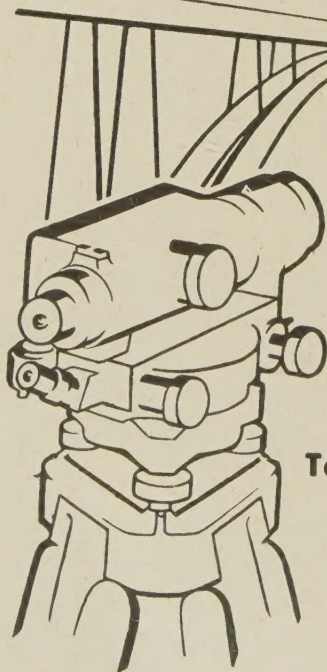


Brückenverlegung im Wesel-Datteln-Kanal

● See-, Fluß- u. Hafenbaggerung ● Wasserbau ● Dükerverlegung ● Schiffshebung

VERMESSUNGSGERÄTE

aus **JENA**



Kurzfristig sind lieferbar

Nivelliere Ni 060

Ni 030 ohne und mit Teilkreis

Tachymeter Theodolite Theo 030

Bitte verlangen Sie Druckschriften unter 10/F

VEB CARL ZEISS JENA

Was der BAUINGENIEUR
schon lange suchte!

DER NEUARTIGE
TUSCHEFÜLLER

R A P I D O G R A P H

VOM FACHMANN FÜR DEN FACHMANN
AUS DEM WELTBEKANNTEN TINTENKULI ENTWICKELT

SEINE VORZÜGE:

- Bis zu 50% Zeitersparnis am Arbeitstisch
- In 3 Strichstärken lieferbar
- Absolut gleichmäßige Strichstärke
- Säubern, Füllen und Einstellen der Feder überflüssig
- Sauberes Arbeiten mit Schablonen und jedem Lineal
- Saubere Beschriftung von technischen Zeichnungen
- Einwandfreie Reproduktionen und Pausen
- Immer bereit, unabhängig vom Arbeitsplatz
- Verwendbar mit Ausziehtusche, Zeichen- und Füllertinte



DER RAPIDOGRAPH TRÄGT DEN „ROTEN RING“, DAS SCHUTZZEICHEN EINER MARKEN-FIRMA, DIE FÜR ZUVERLÄSSIGKEIT, HALTBARKEIT UND HOHEN GEBRAUCHSWERT BÜRGT

Bitte fragen Sie Ihr Fachgeschäft für Schreib- und Zeichenbedarf oder fordern Sie Bezugsquellennachweis vom RIEPE-WERK HAMBURG-ALTONA

Es wäre ein Irrtum

Tatsache ist,

Falsch

Richtig:

Hier

anzunehmen, daß die hohe Ergiebigkeit der mit Bleicyanamid DK 825 hergestellten Rostschutzfarben durch eine geringe Schichtdicke erkauft würde.

daß die hohe Ergiebigkeit dieser Farben auf ihrem niedrigen spezifischen Gewicht beruht.

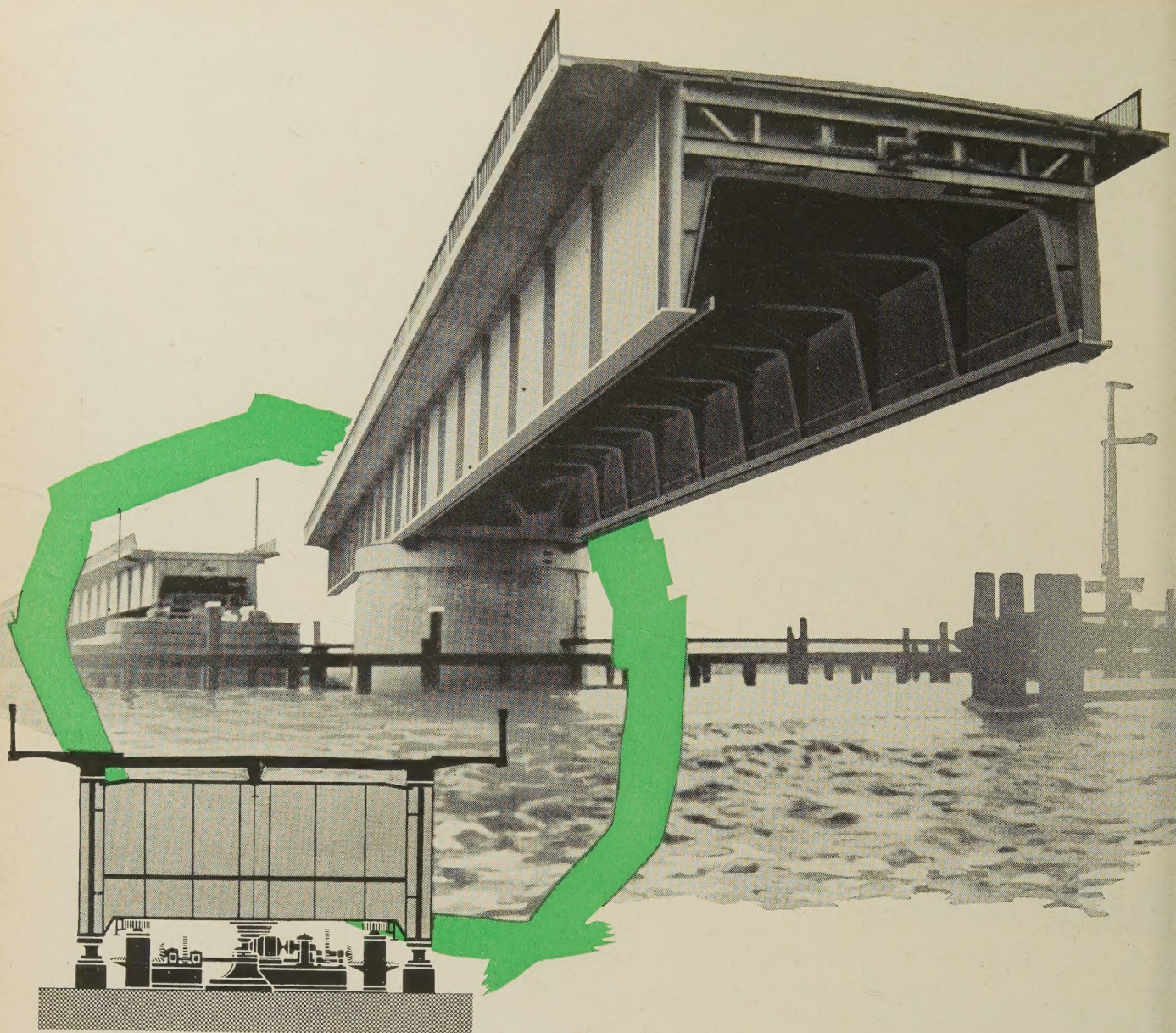
wäre also hier die Gleichung:
hohe Ergiebigkeit = geringe Schichtdicke.

geringes Litergewicht = hohe Ergiebigkeit
je kg Farbe bei normaler Schichtdicke.

liegt einer der Gründe für die Wirtschaftlichkeit von

Bleicyanamid DK 825

DUISBURGER KUPFERHÜTTE



M♦A♦N

BEWEGLICHE BRÜCKEN

HUBBRÜCKEN • SCHWIMMBRÜCKEN
DREHBRÜCKEN • KLAPPBRÜCKEN
LANDESTEGE • FÄHRANLEGER

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG

In Göteborgs Hafen gebräuchliche Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Bodenstandsicherheiten bei Ufereinfassungen*.

Von Allan Bergfelt, Konstruktionschef des Hafenamtes Göteborg, Schweden.

1. Geologie des Untergrundes.

Für eine richtige Ermittlung der Bodenstandsicherheit ist eine gewisse Kenntnis der Geologie des Untergrundes erforderlich [1, 2].

Göteborg liegt im unteren Teil des Göta Älv. Hier besteht der Untergrund aus der mächtigsten Tonablagerung, die in Schweden bekannt ist. Sie füllt ein tief eingeschnittenes Felstal auf, das von steil abstürzenden Hängen begrenzt ist. Das Felstal ist wahrscheinlich als eine tektonische Bruchzone in dem aus Gneis bestehenden Felsboden entstanden. In der Quetschzone ist das aufgelockerte Gestein allmählich verwittert. Das lose Material wurde, zuletzt während der letzten Eiszeit, fortgeführt. Bohrungen haben gezeigt, daß der Felsboden im tiefsten Bereich mehr als 100 m unter der Wasseroberfläche des jetzigen Flusses liegt.

Die Absetzung des unteren Tonlagers dürfte während der allmählichen Abschmelzung des Inlandeises über dem Göta Älv-Tal und dem Vänerbassin stattgefunden haben und außerdem später, als das Ostseebecken zuerst über Billingen (Baltische Eis-See) und später über Degerfors und Vänern (Yoldiemeer) Ablauf bekam.

Inzwischen setzte sich die Landhebung fort. Sie trägt in Göteborg und Umgebung seit der Abschmelzung des Inlandeises rd. 100 m. Vor etwa 8000 Jahren war sie so weit fortgeschritten, daß die früher offene Verbindung zwischen Vänern und dem Meere unterbrochen wurde. Das Vänerbassin diente danach als Absetzbecken, und aus dem Wasser, das hier in das Göta Älv-Tal hineinlief, setzte sich ein fetterer Ton ab. Dieses Lager wird jetzt wahrscheinlich in gewissen Bereichen des Hafens in 20—40 m Tiefe unter der Wasseroberfläche angetroffen.

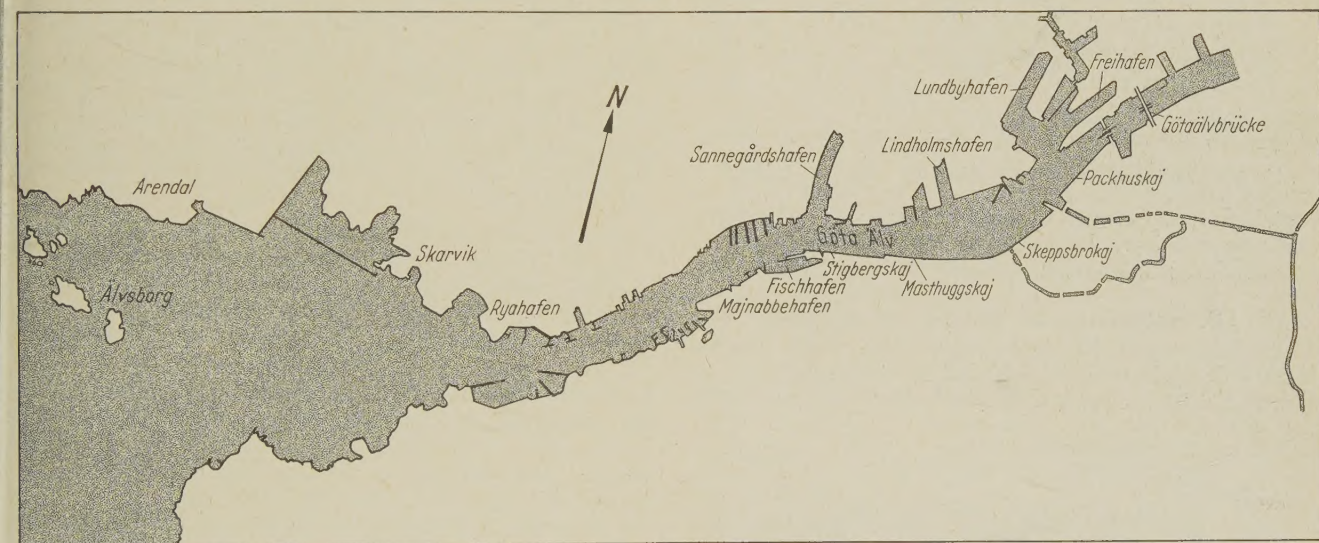


Abb. 1. Kais und Hafenbecken von Göteborg.

Im Zusammenhang mit der Abschmelzung der nord-europäischen Eisdecke, die etwa vor 14 000 Jahren Schwedens Süd- und Westküste erreichte, haben sich Moränen abgesetzt. Innerhalb des Hafengebietes von Göteborg hat man bei Bohrungen und Gründungen aber nur wenig Moränenbildungen angetroffen. Man fand sie im allgemeinen nur in Bereichen mit schwacher Geländeneigung wie am Talboden oder bei höher liegenden Felsterrassen vor.

Auf den steilen Talhängen des Felsuntergrundes gibt es dagegen entweder wenig mächtige sandige oder kies-haltige Ablagerungen oder der Ton hat sich unmittelbar auf den Fels abgelagert.

* Der Aufsatz wurde im Januar 1954 dem Arbeitsausschuß „Ufereinfassungen“ der Hafenbautechnischen Gesellschaft e. V. und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. vom Verfasser auf Empfehlung des Oberingenieurs H. Jansson von der Stockholmer Hafenbauverwaltung als Bericht zur Verfügung gestellt. Auf diese Weise sollte der Arbeitsausschuß mit dem in Schweden und insbesondere in Göteborg angewendeten Verfahren zur Berechnung der Geländestandsicherheit bei Ufereinfassungen bekannt gemacht werden. Der Ausschuß empfahl seinerseits die Veröffentlichung in einer deutschen Fachzeitschrift, um die Abhandlung einem möglichst breiten Leserkreis zugänglich zu machen.

Als später die Landhebung so weit fortgeschritten war, daß Teile des früheren Meeresbodens in den Erosionsbereich des Flusses hineinkamen, wurde wieder größerer Tonschlamm transportiert und lagerte sich nahe der Mündung ab. Dieser postglaziale Lehm und die jetzige Flußablagerung bilden den obersten Teil des Göteborger Tones.

Der Ton in der Gegend von Göteborg ist also durch Sedimentierung in Salzwasser entstanden. Nur in weiter stromauf liegenden Teilen des Flußtals kommen Süßwassersedimente vor. Dies kann möglicherweise wenigstens für kommende Zeitalter von einer gewissen Bedeutung werden. Norwegische Untersuchungen haben nämlich gezeigt, daß aus einem marinen Ton, der durch die Landhebung aus dem Meer gehoben wird, das Salz allmählich vom Grundwasser ausgewaschen werden kann. Durch diese Verminderung des Salzgehaltes wird die Festigkeit des ungestörten Bodens zwar nur wenig vermindert, die Festigkeit des gestörten Bodens jedoch sehr stark herabgesetzt. Wahrscheinlich ist eine solche Festigkeitsverminderung die Ursache von mehreren in unserer Zeit vorgekommenen großen Erdbeben in Norwegen gewesen.

Die vorstehende Beschreibung der geologischen Verhältnisse ist natürlich stark schematisiert und es kommen große örtliche Unregelmäßigkeiten vor. Sie können

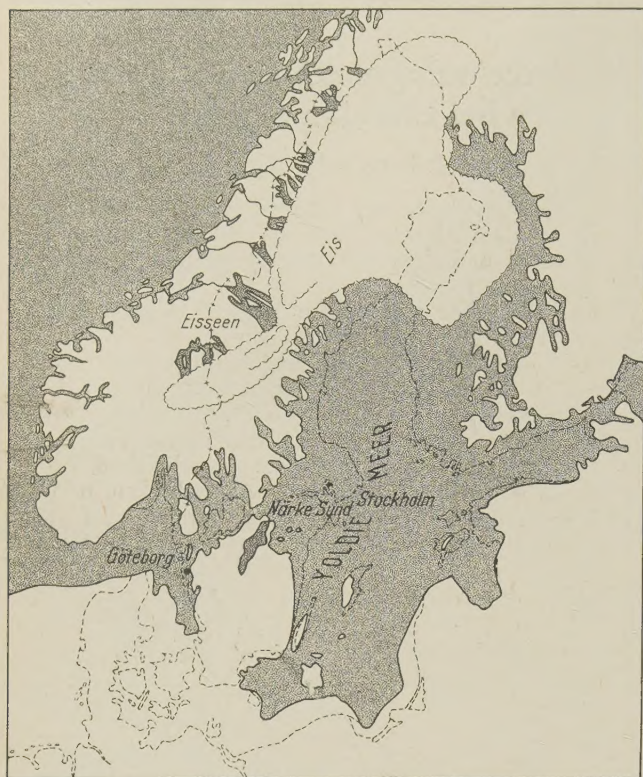


Abb. 2. Skandinavien etwa 7000 Jahre vor Christi Geb. [1].

beispielsweise auf der Ablenkung der Wasserströme durch Felsrücken beruhen, die aus dem Talboden emporragen, oder auf Unregelmäßigkeiten an den Hängen der Felstäler.

2. Die Entstehung der Berechnungsmethoden.

Die ältesten Kajenbauten in dem jetzigen Hafen wurden während der Jahre 1845—1892 als Natursteinmauern auf Zimmerholzkästen errichtet. Durch letztere wurden Pfähle

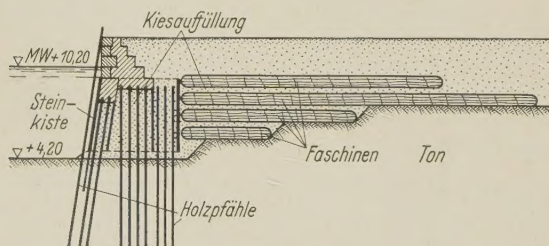


Abb. 3. Masthuggskajen 1888.

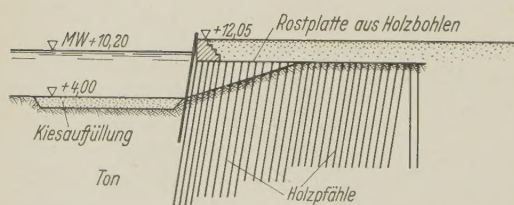


Abb. 4. Masthuggskajen 1902.

5,1 m Wassertiefe sowie die mittelste Masthuggskajen für 6,0 m.)

Beim weiteren Ausbau (westliche Masthuggskajen 6,0 m) trat jedoch im Jahre 1900 eine Rutschung während der Bauarbeiten ein. Sie gab Veranlassung zu einer Veränderung der Konstruktion. Hinter der Kajen wurde auf der ganzen Breite des Faschinenbettes eine Verstärkung mit Holzplatten auf Pfählen vorgenommen, um den Erddruck zu entlasten. Nachdem man festgestellt hatte, daß sich der Tonboden vor dem Rutschungsgebiet erhöht hatte, wurde außerdem vor der Kajen eine Kiesfüllung als Gegengewicht ausgeführt.

Im Zuge des weiteren Ausbaues ließ man dann sowohl die Zimmerkästen als auch das Faschinenbett fort, und die Kaimauer sowie die Auffüllung auf der dahinter liegenden Rostplatte wurden durch Pfähle getragen. Dabei wurde eine gewisse Gewichtsverminderung erreicht, was als ein Vorteil anzusprechen war, da ja die schweren Konstruktionen langwierige Setzungen veranlaßt hatten (Abb. 3 und 4, vergleichsweise Abb. 19).

Als später Kajen für größere Wassertiefen gebaut werden sollten, wagte man es jedoch nicht, sich auf die früheren Konstruktionen zu verlassen. Man glaubte, den Schwierigkeiten mit der Gründung im Ton aus dem Wege gehen zu können, indem man ihn von einem großen Gebiet abbagerte und durch eine Kiesfüllung ersetzte.

Die erste Konstruktion dieses Typs (Sannegårds-Hafen für 8,0 m Wassertiefe) gelang ziemlich gut. Nur traten während der Ausbaggerung des Hafenbeckens Rutschungen ein, und zwar auf der östlichen Seite 1909 mit rd. 20 000 m³ Bodenmassen und auf der westlichen Seite 1911 mit rd. 45 000 m³ Bodenmassen. Außerdem verursachte die schwere und wasserdurchlässige Kiesfüllung eine verhältnismäßig große, lang andauernde Zusammenpressung des darunter liegenden Tones und somit bedeutende Setzungen der Kajen.

Bei der nächsten Anwendung dieses Bauverfahrens, der Verlängerung des Stigberg-Kais nach Westen im Anschluß an den bereits ausgeführten auf Fels gegründeten Teil (Wassertiefe 7,0 m) trat jedoch im Frühjahr 1916, als die Kajen beinahe fertiggestellt war, eine große Rutschung ein.

Abb. 5 zeigt die Lage der Kajen sowie die Form der Bodenoberfläche vor und nach der Rutschung. So wie bei der Rutschung 1900 hatte sich der Boden vor der Kajen erhöht und war hinter der Kajen abgesunken. Messungen ergaben, daß die Rutschung im Tonuntergrund wie ein Gleitbruch längs einer etwa kreiszylindrischen Gleitfläche tief unter der Kiesfüllung, ungefähr nach Abb. 5, vor sich gegangen sein mußte.

Nach den auf Grund dieser Rutschung durchgeführten Untersuchungen begann man die Tonabhängigkeit zu kontrollieren, und zwar nicht nur in bezug auf Gleitbruch längs der klassischen ebenen Gleitflächen, sondern vor allem durch die von K. E. Petterson und S. Hultin einge-

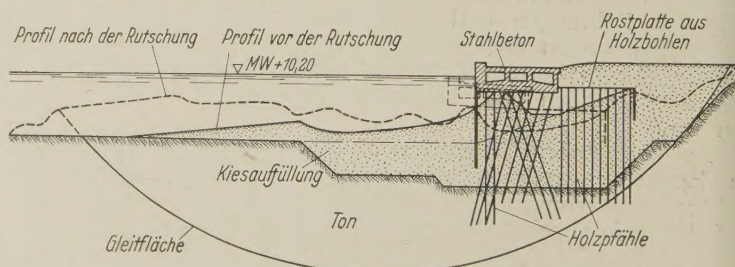


Abb. 5. Rutschung der Stigbergskajen 1916 [4].

geschlagen, um die Tragfähigkeit zu erhöhen. Sie wurden außerdem streckenweise mit Faschinen und Kies hinterfüllt (Abb. 3) oder mit einer Hinterpfählung versehen, um den Erddruck zu vermindern. (Packhus- und Skeppsbrokajen sowie Stenpiren und östliche Masthuggskajen für

fürte Methode mit zylindrischen Gleitflächen. Zu Beginn wurde mit Reibung längs der Zylinderflächen gerechnet. Doch die geringen Werte des Winkels der inneren Reibung, welche man aus den eingetretenen Rutschungen erhielt, konnten mit den in Wirklichkeit vorkommenden steilen Ab-

hängen nicht in Einklang gebracht werden. Deshalb wurde als wahrscheinlich angesehen, daß die beim Göteborger Ton vorhandene zusammenhaltende Kraft hauptsächlich auf Kohäsion beruht. Davon ausgehende Berechnungsmethoden sind von W. Fellenius [5] und J. Olsson eingeführt worden. F. war seinerzeit Ingenieur am Hafenamt Göteborg.

Die aus Bodenproben gewonnenen Werte für die Kohäsion haben auch erwiesen, daß sie ziemlich gut mit denen übereinstimmen, welche den Brüchen längs der Zylinderflächen entsprechen dürften.

3. Ufereinfassungen in Göteborg und deren Berechnung.

Einfache Ufereinfassungen ohne Zusammenhang mit Umschlagkais kommen im Hafen von Göteborg nur ganz vereinzelt vor. In den älteren Hafenkanälen, beim Wie-

Bei geringen Geländesprüngen wurde zum Teil nur eine einfache Reihe vertikaler Pfähle angewendet. In gewissen Fällen ist eine Verankerung nach hinten oder nach hinten und unten ausgeführt worden (Abb. 8). Am häufigsten sind jedoch Pfahlbockkonstruktionen. Abb. 7 zeigt eine Ausbildung, welche mit einer Gegenfüllung von Kies auf der Vorderseite ausgeführt wurde, wobei die Hinterfüllung mit leichtem Material (Schlacke) erfolgte, um den geringstmöglichen Erddruck zu erzielen.

Abb. 9 zeigt eine Ufereinfassung kräftigeren Typs, die weiter draußen nahe der Mündung des Flusses liegt, wo größere Wellen (Wellenhöhe 1 bis 1,5 m nach Errichtung einer geplanten Mole) vorkommen können.

Die Berechnungen sollen das Erreichen der erforderlichen Sicherheit in doppelter Hinsicht zeigen, nämlich erstens das Aufnehmen der örtlichen Kräfte gegen die

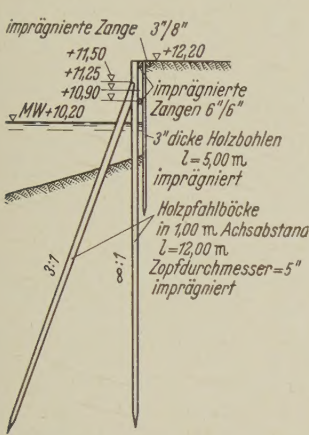


Abb. 6. Spundwandeneinfassung
Marieholm 1953.

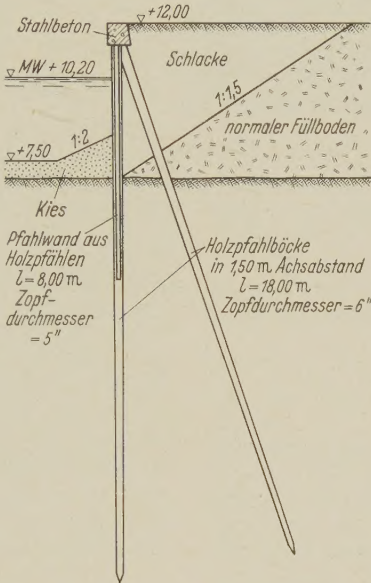


Abb. 7. Spundwandeneinfassung Fattighusån 1954.

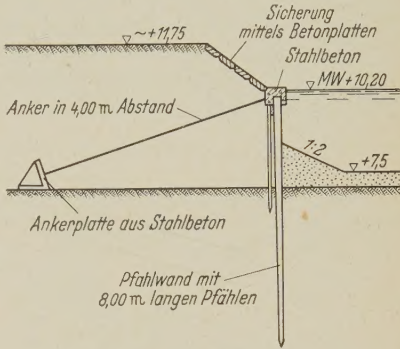


Abb. 8. Spundwandeneinfassung
Kvillebäck 1951.

derauffüllen des Kvillebäck-Kanales sowie als Schutz für die in den äußeren Teilen des Hafens vorgenommenen Auffüllungen sind solche Konstruktionen jedoch angewendet. Sie bestehen im allgemeinen aus einer Spundwand, die sich gegen Pfähle stützt (Abb. 6 und 7).

Spundwand und die Pfahlböcke und und zweitens die Geländestandsicherheit mit Rücksicht auf die Niveauunterschiede auf beiden Seiten der Ufereinfassung.

Die erstgenannten Untersuchungen werden hier nur kurz gestreift. Die örtlichen Kräfte aus dem Erddruck werden üblicherweise unter der Annahme von klassischen, geraden Gleitflächen berechnet. Bei vertikaler Spundwand und horizontalem Boden entspricht dies den bekannten Ausdrücken für die Größe des Erddruckes bzw. Erdwiderstandes:

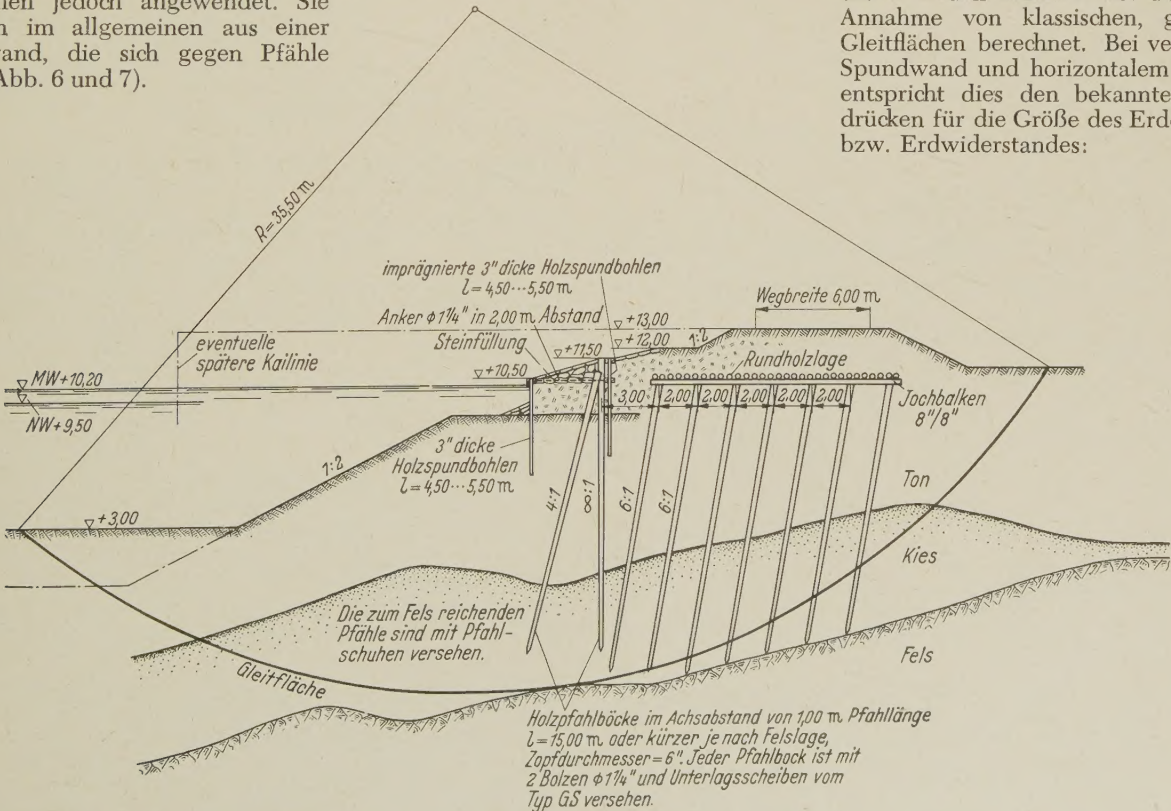


Abb. 9. Ufereinfassung für kräftige Wellen. Skarvik 1953.

für Reibungsmaterial: $e_a = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right)$,

$$e_p = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varrho}{2}\right),$$

für Kohäsionsmaterial: $e_a = \gamma \cdot h - 2 \tau$,

$$e_p = \gamma \cdot h + 2 \tau.$$

Im Kohäsionsmaterial wird bis zu einer Tiefe $h = 2 \tau / \gamma$ die Erddruckordinate $e_a = 0$.

In besonderen Fällen beachtet man auch das Anhängen des Materials an die Spundwand bzw. die Stützmauer, und verbessert das Druckdiagramm nach den Verformungen der Spundwand und des Bodens [6].

Die erforderliche Spundwandtiefe wird am einfachsten durch einige Versuchsberechnungen mit vorerst geschätzten Tiefen ermittelt. Dabei ergibt sich auch die Horizontalkraft gegen die Verankerung bzw. den Pfahlbock. Die erforderlichen Verankerungs- bzw. Pfahlabmessungen werden danach berechnet. Bei Kohäsionsmaterial werden die zulässigen Pfahlkräfte mit Hilfe der gemessenen τ -Werte des Bodens ermittelt.

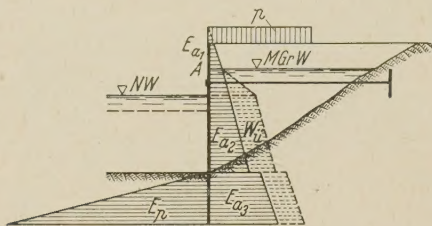


Abb. 10. Einfache Annahme des Erddruckes.

Die Geländestandsicherheit wird für ein eventuelles Gleiten längs einer kreiszylindrischen Gleitfläche errechnet.

Bei nicht bindigen Böden ist eine derartige Untersuchung im allgemeinen nur bei Böschungen begründet. Bei unregelmäßigem Boden wird sie am einfachsten gra-

als auch aus dem Einfluß der Reibungskräfte in der Gleitfläche.

Die Berechnung wird vereinfacht, indem angenommen wird, daß die Kräfte in den vertikalen Trennfugen sich an jedem Streifen gegenseitig aufheben. Die Richtungen für die Reaktionen in der Gleitfläche sind als Tangenten zum Kreis $r \sin \varrho$ erhältlich, wenn ϱ den Winkel der inneren Reibung darstellt. Die Reibung wird hierbei längs

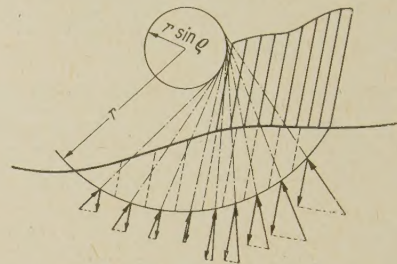


Abb. 11. Berechnung einer kreiszylindrischen Gleitfläche in Boden mit Reibung.

der gesamten Gleitfläche als voll entwickelt vorausgesetzt. Diese Methode — wie auch die mit Anwendung einer Gleitfläche in logarithmischer Spirale — sind mit einer gewissen Vorsicht anzuwenden.

Bei bindigem Boden wird stets die gefährlichste kreiszylindrische Gleitfläche untersucht. Sie muß abgesehen von einfachen und typischen Fällen [5] durch Versuchsberechnungen für verschiedene angenommene Kreismittelpunkte und Radien r ermittelt werden. Der Teil des entgegenwirkenden Momentes, welcher auf Kohäsion beruht, wird hierbei ganz einfach als Summe der Produkte des im jeweiligen Punkte auf der Gleitfläche vorhandenen Wertes τ multipliziert mit der Teilfläche und mit r erhalten. Man nimmt also an, daß die Kohäsion an allen Punkten längs der Gleitfläche voll entwickelt ist. Tatsächlich dürfte der Gleitwiderstand bei allmählicher Erhöhung der Be-

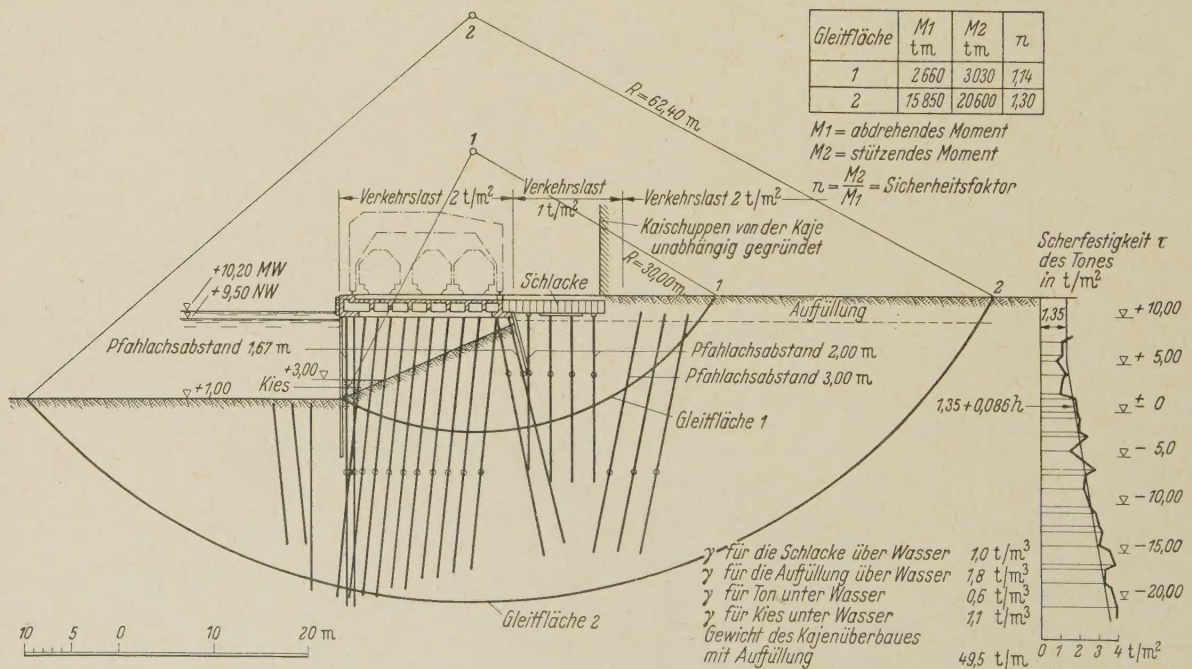


Abb. 12. Stabilitätsuntersuchungen mit kreiszylindrischen Gleitflächen bei reiner Kohäsion. Kaje am Lindholmen Hafenbecken.

phisch nach Abb. 11 bestimmt. Die gedachte gleitende Masse wird in vertikale Streifen eingeteilt und es wird das von deren Gewicht herrührende abdrehende Moment um einen angenommenen Drehpunkt berechnet. Das entgegenwirkende Moment besteht sowohl aus dem Einfluß der Streifenlasten auf der anderen Seite des Drehpunktes

lastung zuerst an einer einzigen Stelle erreicht werden. Dort fließt dann das Material, und die Spannung wird zum Teil auf angrenzende Bereiche übergeführt, die dann ebenfalls ins Fließen geraten. Dies setzt sich fort, bis die Kohäsion längs der gesamten Gleitfläche voll in Anspruch genommen ist. Im Anfang treten jedoch keine Brüche

und damit keine Herabsetzungen von τ auf den Wert der gestörten Proben ein, sondern nur eine große Erhöhung der Winkeländerung der Elemente längs der später entstehenden Gleitfläche. Man sollte also unmittelbar vor dem Bruch mit τ für ungestörten Boden rechnen. Dies scheint auch mit den Erfahrungen bei eingetretenen Rutschungen übereinzustimmen.

Wenn Höhenunterschied und Auflast so groß sind, daß τ überschritten wird, dann müssen besondere Verstärkungsmaßnahmen vorgenommen werden. Brüche treten unter normalen Verhältnissen nur ein, wenn $\gamma \cdot h + p > 5,5 \cdot \tau$. Mit Rücksicht auf die erforderliche Sicherheit darf dieser Wert jedoch nicht erreicht werden.

Eine Verstärkung kann z. B. durch Gegenbelastung mit Kies (Abb. 4) erzielt werden. Diese Erhöhung des Gewichtes kann jedoch aus anderen Gründen ungeeignet sein, da dieselbe unnötig große Setzungen mit sich bringt.

Man verstärkt daher besser mit Pfählen. Hierdurch wird die Gleitfläche nach unten gezwungen. Da allgemein der Götaborger Ton mit der Tiefe an Widerstand zunimmt, kann man so festeren Boden erreichen, wobei eine Gefahr für Geländebruch dann nicht mehr besteht.

Schneidet eine rechnermäßige Gleitfläche die Verstärkungspfähle (z. B. Gleitfläche 1 in Abb. 12), so kann damit gerechnet werden, daß die Pfähle das entgegenwirkende Moment vergrößern. In Göteborg rechnet man mit einer Scherkraft $\perp$ Pfahl von 0,5 bis 1,0 t/Pfahl und einer Kraft in der Längsrichtung des Pfahles von 1,0 bis 1,5 t/m Pfahl auf der jeweils kürzeren Pfahllänge von der Gleitfläche ab gerechnet. Dies besagt, daß nicht die ganze Kraft $\tau_{\text{Bruch}} \cdot \text{Mantelfläche}$ ausgenutzt werden soll. Vielmehr ist eine gewisse Reduktion vorzunehmen (z. B. bis zur Hälfte), vor allem mit Rücksicht auf die Unsicherheit, ob Deformationen überhaupt möglich sind, die den gesamten Wert von τ längs der Gleitfläche und gleichzeitig auch in der Längsrichtung der Pfähle herbeiführen.

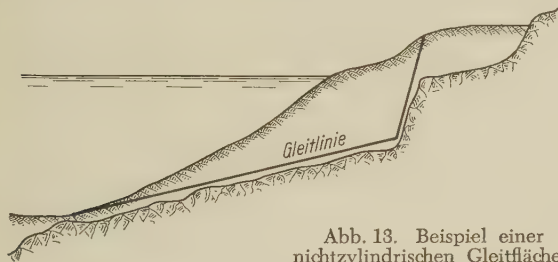


Abb. 13. Beispiel einer nichtzylindrischen Gleitfläche.

Abb. 12 [3, 7] zeigt das Ergebnis einer solchen Gleitflächenberechnung für eine Kaje. In dieser Abb. ist der jeweils längere und daher feste Pfahlabschnitt durch einen Kreis gekennzeichnet.

Eine Berechnung für die in Abb. 9 angegebene Ufersicherung ergibt für die eingezeichnete Gleitfläche bei Annahme von Sand theoretisch die Sicherheit 1,9.

Wenn der Boden aus Ton mit $\tau = 1,0 \text{ t/m}^2$ im oberen Teil und darunter mit $\tau = 2,0 \text{ t/m}^2$ bis zum Fels herunter bestanden hätte, so wie es die ursprünglichen Grunduntersuchungen vermuten ließen, so hätte sich nur eine Sicherheit 1,1 ergeben.

Die Umstände, die kreiszylindrische Gleitflächen als normal voraussetzen, schließen selbstverständlich nicht aus, daß auch andere Gleitflächen untersucht werden, wenn die Verhältnisse dies erfordern (Abb. 13).

Die Berechnungsmethode mit kreiszylindrischer Gleitfläche kann demnach als besonders einfach betrachtet werden, doch liegt eine Schwierigkeit darin, das τ richtig zu bestimmen.

4. Eigenschaften und Festigkeit des Götaborger Tones.

Der Götaborger Ton ist blaugrau, und in größerer Tiefe oft schwarzstreifig bis zu rußschwarz infolge seines Gehaltes an Schwefeleisen. Die obersten Meter — die trockene Kruste — sind oft grau oder wegen eingemengten Schlamm-sandes graubraun. Der Ton variiert von sehr fett

bis ziemlich mager mit entsprechenden Anteilen von Schlamm-sand und Feinsand. Gewöhnlich ist er etwas schlammig und hat eine ziemlich homogene Zusammensetzung. Der Kolloidgehalt ist verhältnismäßig groß. Der Wassergehalt beträgt 65 bis 75 Volumenprozent. In den oberen Schichten ist das Raumgewicht häufig etwas unter $1,60 \text{ t/m}^3$.

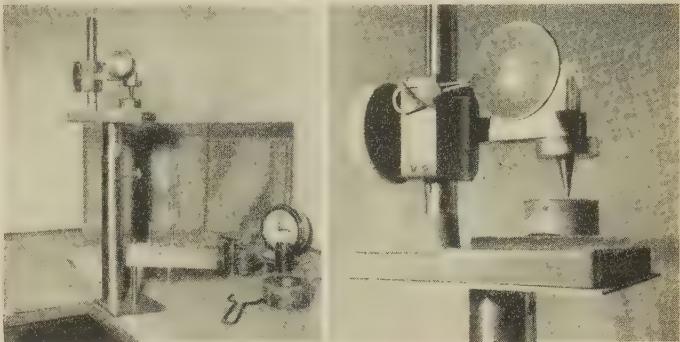


Abb. 14. Kegelapparate.

In Göteborg hat man eine sehr große Anzahl von Bodenaufschlüssen ausgeführt. Praktisch ist das gesamte Hafengebiet von einem mehr oder weniger dichten Netz von Sondierungen überzogen. Außerdem sind bei allen Bauten der letzten Jahrzehnte Kolbenbohrungen vorgenommen worden.

Der Ton zeigt im allgemeinen einen mit der Tiefe zunehmenden Scherwiderstand. Seine Größenordnung kann mit der Formel $\tau = 1,0 + 0,08 \cdot h$ angenähert errechnet werden. Die tatsächliche Scherfestigkeit kann von diesem Rechnungswert abweichen und nur ungefähr zwei Drittel hiervon oder aber bis zum doppelten Werte betragen. Wahrscheinlich hat die Scherfestigkeitszunahme ihre Ursache in dem mit der Tiefe größer werdenden Vertikaldruck, unter welchem die Konsolidierung erfolgt ist. Natürlich kommen örtliche Abweichungen vor.

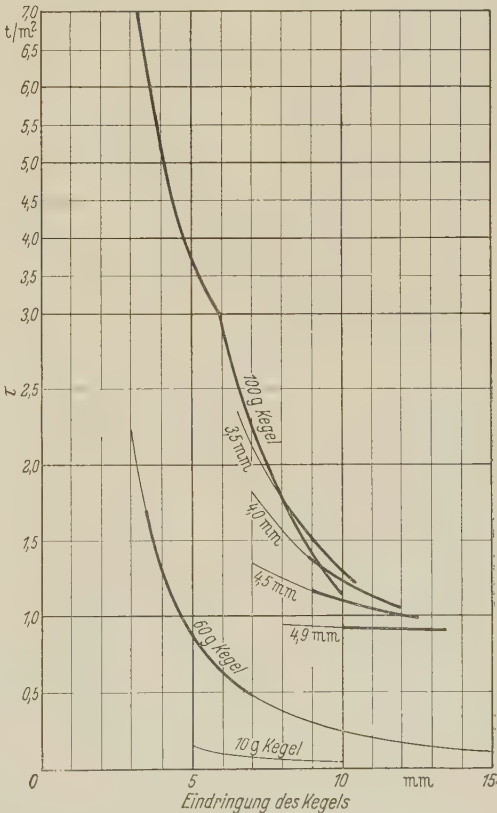


Abb. 15. Scherfestigkeit τ als Funktion der Eindringtiefe des Kegels bei der Kegelprobe.

Die Empfindlichkeit gegen Überlastung kann am Beispiel eines 2,2 m hohen Eisenbahndammes gezeigt werden, bei dem bereits nach 8 Jahren eine Konsolidierung des Bodens bis zu 7 m Tiefe nachgewiesen werden konnte. Bereits eine solch unbedeutende Ursache kann also den sonst natürlichen Festigkeitszuwachs nach unten verändern.

Im Bereich der erwähnten Rutschung am Stigbergs-Kai konnte ein geringerer Scherwiderstand als normal fest-

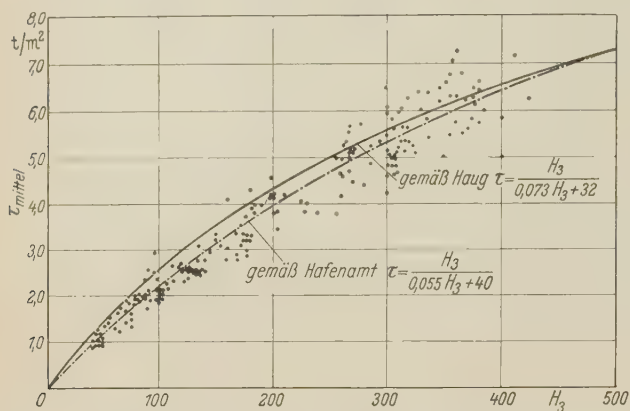


Abb. 16. Zusammenhang zwischen Hilfszahl H_3 und Scherfestigkeit τ für Göteborger Ton [2].

gestellt werden, was wohl darauf zurückzuführen sein dürfte, daß gerade dort in vorhistorischer Zeit ein Fluß eingemündet ist.

Mit Rücksicht auf die örtlichen Abweichungen und die geringen geforderten Sicherheiten — herab bis $\eta = 1,15$ für eine gewöhnliche Kaje unter außergewöhnlicher Last — ist es erforderlich, bei jedem neuen Bauvorhaben genaue Untersuchungen vorzunehmen.

Die übliche und wichtigste Routineprobe ist die Kegelprobe, ausgeführt an einer mittels Kolbenbohrer gewonnenen, soweit wie möglich ungestörten Tonprobe. Ein Metallkegel mit genormtem Winkel und Gewicht wird dabei mit seiner Spitze gegen die Tonfläche gerichtet, losgelassen und darf frei hineindringen (Abb. 14). Die Eindringtiefe wird hierbei gemessen. Da der Ton ziemlich gleichmäßig ist (dies ist im übrigen auch in den anderen skandinavischen Ländern festgestellt worden), konnte eine empirische Kurve für den Zusammenhang zwischen dem Eindringen des Kegels und dem Werte von τ aufgestellt werden. Für den Göteborger Ton gilt eine Bezugskurve entsprechend Abb. 15. Für einen Ton mit τ im Übergangsbereich, in dem die Probe mit dem 60 g-Kegel bzw. mit dem 100 g-Kegel zum besten Ergebnis führt, erhält man einen korrigierten Wert τ aus den Teilkurven 3,5 bis 4,9 mm. Wenn der 60 g-Kegel bis zu einer in diesen Kurven angegebenen Tiefe eindringt, so erhält man τ aus dieser

Kurve, wenn man die Eindringung des 100 g-Kegels als Abszisse ansetzt. Wenn z. B. der 60 g-Kegel 4,0 mm und der 100 g-Kegel 10,5 mm eindringt, so erhält man $\tau = 1,18 \text{ t/m}^2$.

An der Scherfestigkeit nach Abb. 15 muß jedoch bisweilen eine gewisse Korrektur vorgenommen werden. Diese hängt u. a. von der Feinheitzahl ab. Im allgemeinen kann man mit einem Abminderungsfaktor 0,8 bei schlammigem Ton und 0,6 bei Schlamm und Moor rechnen.

Es ist jedoch möglich, daß die Methode des Ziehens der Proben und der Grad der dabei eintretenden Störung mit ein Anlaß zu dieser nötigen Reduktion ist. Eine gewisse Abhängigkeit des Abminderungsfaktors von der Empfindlichkeitszahl, d. h. von dem Verhältnis zwischen der Festigkeit der Probe an Ort und Stelle und der gestörten Probe, ist wahrscheinlich.

Einen Anhalt über die Richtigkeit der Bezugskurve gibt Abb. 16. Dort sind die Werte einer einleitenden Untersuchung mit einem Stanzapparat (einer älteren Konstruktion als in Abb. 17 dargestellt) im Vergleich mit den Werten aus der Bezugskurve strichpunktiert aufgetragen. Als Abszisse ist dort ein Hilfwert H_3 angegeben, der ungefähr proportional mit τ ist. Trotz der verschiedenen Ordinatenachsen gibt das Bild einen gewissen Anhalt über die Streuung der Versuchswerte und deren Auslegung.

Parallel mit der Kegelprobe werden auch Untersuchungen mit einem Stanzapparat nach Abb. 17 vorgenommen. Ein Waagebalken ist an einem Ende mit einem mit bestimmter Geschwindigkeit kontinuierlich wachsenden Wassergewicht belastet. Das andere Ende drückt dabei eine Stanze gegen die Tonprobe (siehe Detail zu Abb. 17). Die Wasserbelastung beim Bruch ist ablesbar. An einer Skala der Wasserwaage kann der gesuchte τ -Wert unmittelbar abgelesen werden.

Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind von der Geschwindigkeit der Belastung abhängig, weshalb letztere unter Kontrolle stehen muß. Beide Verfahren bringen sehr gut übereinstimmende Ergebnisse mit Abweichungen, die nunmehr gewöhnlich nur wenige Prozent betragen.

Kontrollberechnungen an eingetretenen Rutschungen zeigen auch, daß die genannten Bestimmungsmethoden sehr gut zutreffende Scherfestigkeiten ergeben.

Vor allem zur Kontrolle der verschiedenen Methoden zur Bestimmung von τ sind auch in einigen Fällen Untersuchungen der Druckfestigkeit bei unbehinderter Seitenausdehnung ausgeführt worden, sowie auch Messungen von τ an Ort und Stelle mit Hilfe der Flügelsonde.

Die Untersuchungen nach der Kegelprobe zeigen oft, daß die Zunahme von τ in den obersten 20 bis 40 m am meisten ausgeprägt ist, und daß sie darunter ziemlich unbedeutend sein kann. Die Ursache kann in der Zusammensetzung und in der Geschichte des Tons liegen. Sie kann

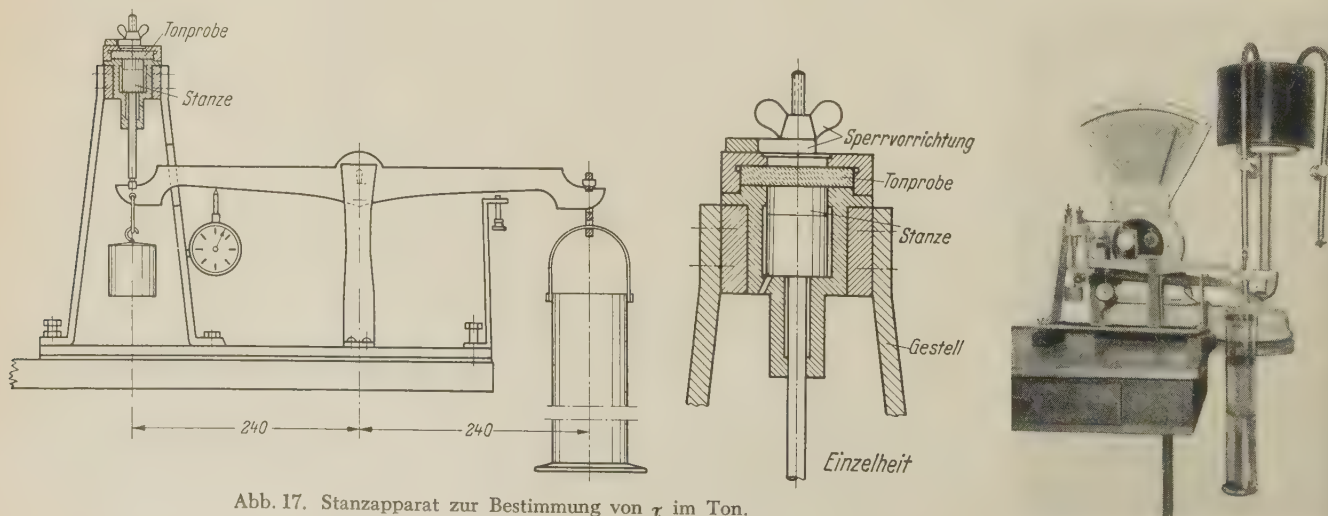


Abb. 17. Stanzapparat zur Bestimmung von τ im Ton.

dierung ist zu erkennen, daß die Setzungen bei einem Bauwerk, das auf dem Göteborger Ton gegründet ist, sehr groß werden müssen. Als Beispiel wird in Abb. 19 die gemessene Setzung einer um die Jahrhundertwende erbauten Kaje mit einer Konstruktion ähnlich Abb. 3 gezeigt.



Die Kajakonstruktionen müssen also leicht sein. Eine solche den gegebenen Verhältnissen Rechnung tragende Kajakonstruktion mit einer leichten Rostplatte auf Pfählen mit überbauter Böschung zeigt Abb. 20. Diese Kaje ist 1950 erbaut worden.

Literatur.

1. Almgren — Bagge — Caldenius — Fromm — Fröman — Lindqvist — Schück: Landet och folket blir till. Svenska turistföreningens årsskrift 1946, Stockholm 1946.
2. C. Caldenius — T. Hultin: Grundundersökning i Göteborgs Hamnområde. Tekniska Samfundets Handlingar 1937, No 2. Göteborg.

3. K. E. Petterson: Exemples recents de fondations de murs de quai en mauvais terrain. XVIe Congres International de Navigation 1935, rapport no. 113.
4. K. E. Petterson: Kajraset i Göteborg den 5te Mars 1916. S. Hultin: Grusfyllningar för kajbyggnader. Teknisk Tidskrift 1916.
5. W. Fellenius: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen, Berlin 1927 (früher, Stockholm 1926 in Schwedisch).
6. K. Terzaghi — R. Peck: Soil mechanics in engineering practice, New York und London 1948.
7. H. Jansson — C. Semler: Die bauliche Entwicklung der schwedischen Häfen. Jb. Hafenbautechn. Ges. 18 (1938) S. 262.

Eine Berechnung des Erddrucks gegen eine lotrechte Wand.

Von Yoshichika Nishida, São Paulo.

1. Einleitung.

Es ist üblich, die Verteilung des Erddrucks proportional der Tiefe unter der Erdoberfläche anzunehmen und bis heute sind viele Berechnungsverfahren des Erddrucks bekannt. Dagegen hat es sich in der Praxis gezeigt, daß der Erddruck gegen eine lotrechte Wand nicht proportional der Tiefe ist und auch darüber haben einige Diskussionen stattgefunden [1]. Diese, einschließlich der üblichen Annahme, scheinen vom physikalischen und mathematischen Gesichtspunkt keine Berechtigung zu haben, weil sie den Einfluß der Wand auf den Zustand der Spannungsverteilung im Erdboden nicht berücksichtigen.

Der vorliegende Aufsatz bringt eine theoretische Lösung des Erddruckproblems, die auf der Elastizitätstheorie beruht, so daß sie die Grundbedingungen für eine lotrechte Wand in einer kohäsionslosen, der Schwerkraft unterworfenen Masse im elastisch-istotropen Halbraum erfüllt.

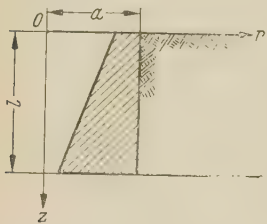


Abb. 1.

2. Die Grundgleichungen.

Wir benutzen ein zylindrisches Koordinatensystem (r , t , z), in dem die lotrechte Richtung in den Erdboden hinein als z -Achse bezeichnet ist (Abb. 1). Da hierbei die Wand als eine Zylinderfläche mit sehr großem Halbmesser betrachtet wird, ist diese Arbeit auch für die Berechnung der Drücke gegen

Senkbrunnen brauchbar. Die Gl. (1) gibt [2] die grundsätzliche Lösung für die Gleichgewichtsgleichungen, wenn der Erdboden als elastischer Stoff angenommen wird.

$$\left(\frac{\partial}{\partial r} \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \cdot r + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)^2 y = \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} - \frac{1}{r^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)^2 y = 0.$$

$$y = \frac{\partial u}{\partial z} \text{ oder } \frac{\partial w}{\partial r}. \quad (1)$$

u , w sind die Verschiebungen des Erdbodens in den Richtungen r bzw. z .

Die Auflösung der Gl. (1) ist

$$y = \sum [A \cos(kz + \alpha) I_1(kr) + B \cos(kz + \beta) K_1(kr) + C \cos(kz + \gamma) I_0(kr) + D \cos(kz + \delta) r K_1(kr) + F z \cos(kz + \varphi) I_1(kr) + G z \cos(kz + \theta) K_1(kr)]. \quad (2)$$

Hier bedeuten: $I_0(kr)$, $I_1(kr)$ die modifizierten Besselschen Funktionen erster Art und der Ordnung Null bzw. Eins, die mit I_0 und I_1 bezeichnet werden, für den Parameter k und die Variable r . $K_0(kr)$, $K_1(kr)$ sind die gleichen Funktionen wie oben zweiter Art, die mit K_0 und K_1 bezeichnet werden. A , B , C , D , F , G und α , β , γ , δ , ζ , θ sind Konstanten.

3. Grenzbedingungen.

Wie leicht ersichtlich, ist u die gerade Funktion von z und w die ungerade Funktion von z , wenn wir die Massen

dieser zwei Halbräume der Schwerkraft aussetzen, die in entgegengesetzten Richtungen auf diese wirkt, wie Abb. 2 zeigt. Dann ist

$$\alpha = \beta = \gamma = \delta = \pi/2, \quad (3)$$

$$\theta = \zeta = 0. \quad (4)$$

In großer Entfernung von der Wand ist kein Einfluß der Verschiebung des Erdbodens vorhanden und darum muß $\partial u / \partial z$ und $\partial w / \partial r$ zu Null werden, ob die Wand vorhanden ist oder nicht. Während $K_1 \rightarrow 0$ und $r K_0 \rightarrow 0$, wenn $r \rightarrow \infty$, wird $I_1 \rightarrow \infty$ und $I_0 \rightarrow \infty$, wenn $r \rightarrow \infty$. Folglich muß

$$A = C = F = 0. \quad (5)$$

Wir haben in dieser Studie angenommen, daß der Boden elastisch ist, und darum kann die Wand im Verhältnis zum Erdboden als vollkommen starr betrachtet werden. Daher ist $\partial u / \partial z = 0$ für $r = a$, wenn die Rückfläche der Wand lotrecht bleibt. Im Fall, daß wir diese Bedingung für irgendeinen Wert von z bei $r = a$ haben, haben wir nach Gl. (3), (4) und (5) aus Gl. (2) folgendes:

$$G = 0, \quad (6)$$

$$D a K_{0a} + B K_{1a} = 0, \quad (7)$$

wo K_{0a} und K_{1a} die Werte K_0 und K_1 für $r = a$ bedeuten.

Nach Integrieren der Gl. (2) mit Einsetzen von Gl. (3), (4), (5) und (6) wird

$$u = f(r) + \sum \left[B K_1 \frac{1}{k} \cos kz + D r K_0 \frac{1}{k} \cos kz \right], \quad (8)$$

$$w = g(z) + \sum \left[B' K_0 \frac{1}{k} \sin kz + D' r K_1 \frac{1}{k} \sin kz - G' K_0 \frac{1}{k} z \cos kz \right], \quad (9)$$

wo B' , D' , G' Konstanten sind.

Nach der Gleichgewichtsbedingung in der Richtung r ist

$$f(r) = C_1 r + C_2 / r = 0. \quad (10)$$

Weil $C_1 = 0$ im Fall daß $u = 0$ wenn $r \rightarrow \infty$, ist $u = 0$ bei $r = a$, da die Wand starr ist. Und eben wenn die Wand vorhanden ist, muß die Spannung im Erdboden in großer Entfernung von der Wand der Spannung im natürlichen Zustand des Bodens gleich sein. Das heißt

$$\frac{\partial w}{\partial z} = \frac{(m-2)(m+1)}{E m(m-1)} \varrho z; \quad g(z) = \frac{(m-2)(m+1)}{E m(m-1)} \frac{1}{2} \varrho z^2, \quad (11)$$

wo m die Poissonsche Zahl des Erdstoffs,

E die Youngsche Elastizitätszahl und

ϱ das Raumgewicht des Erdstoffs bedeuten.

Weil wir annehmen können, daß die lotrechte Normalspannung im natürlichen Zustand der Erdmasse im Halbraum der Tiefe unter ihrer Oberfläche proportional ist:

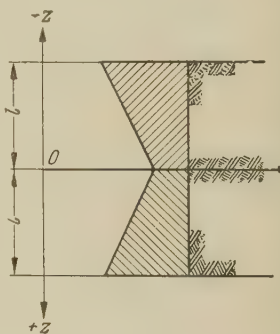


Abb. 2.

$\sigma_z = \varrho z$, und weil $w = 0$ für $z = 0$ bei $r \rightarrow \infty$, können wir für die Normalspannung σ_z in z -Richtung und die Scherspannung τ schreiben

$$\sigma_z = \frac{m(m-1)E}{(m+1)(m-2)} \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{mE}{(m-1)(m-2)} \left(\frac{u}{r} + \frac{\partial u}{\partial r} \right), \quad (12)$$

$$\tau = \frac{1}{2} \frac{mE}{m+1} \left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} \right). \quad (13)$$

Das ist die Wirkung der Scherspannung und der lotrechten Normalspannung auf der Erdoberfläche. Wir können leicht sehen, daß $\tau = 0$ überall wo $z = 0$ lt. Gl. (8), (9) und (13). Und im Fall, daß $\sigma_z = 0$, überall, wo $z = 0$ für irgendeinen Wert von r , können wir sehen, daß die folgenden Beziehungen erfüllt sein müssen lt. Gl. (8), (9), (10), (11) und (12).

$$(m-1) \left(B' - \frac{1}{k} G' \right) + \left(D \frac{2}{k} - B \right) = 0, \quad (14)$$

$$(m-1) D' - D = 0. \quad (15)$$

An der Erdoberfläche haben diese drei Normalspannungen den Status von Hauptspannungen. Wir können annehmen, daß die Normalspannungen in tangentialer und radialer Richtung (σ_t und σ_r) dort Null sind. Weil der in unserer Studie angenommene kohäsionslose Boden keine Zugspannungen übertragen kann und die lotrechte Spannung, die die Spannungen σ_t und σ_r hervorruft, für $z = 0$ gleich Null ist, so wird für $z = 0$

$$\sigma_t = \frac{m(m-1)E}{(m+1)(m-2)} \frac{u}{r} + \frac{mE}{(m+1)(m-2)} \left(\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) = 0, \quad (16)$$

$$\sigma_r = \frac{m(m-1)E}{(m+1)(m-2)} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{mE}{(m+1)(m-2)} \left(\frac{u}{r} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) = 0. \quad (17)$$

Aus Gl. (16) und (17) erhalten wir

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \frac{u}{r} \quad \text{bei } z = 0. \quad (18)$$

Aus Gl. (8), (10) und (18) erhalten wir

$$B \left(\frac{2}{k} \frac{K_1}{r} + K_0 \right) + D r K_1 = 0. \quad (19)$$

Die Gl. (19) muß auch gültig sein, wenn $r = a$ und so können wir aus Gl. (7) und (19) das folgende Ergebnis ziehen

$$B = D = 0. \quad (20)$$

Entsprechend können wir aus Gl. (14) und (15) schließen

$$D' = 0, \quad (21)$$

$$B' = G' \frac{1}{k}. \quad (22)$$

Die Ergebnisse der obigen Bedingungen erlauben uns den Spannungszustand im Erdboden wie folgt auszudrücken

$$\sigma_r = \frac{1}{m-1} \varrho z + \frac{mE}{(m+1)(m-2)} \sum G' K_0 z \sin k z, \quad (23)$$

$$\sigma_z = \varrho z + \frac{m(m-1)E}{(m+1)(m-2)} \sum G' K_0 z \sin k z, \quad (24)$$

$$\tau = \frac{1}{2} \frac{mE}{m+1} \sum G' K_1 \left(z \cos k z - \frac{1}{k} \sin k z \right). \quad (25)$$

Wenn sich die Wand ein wenig relativ zum Erdboden verschiebt, so werden an der Rückseite der Wand Scherspannungen auftreten. Diese können die folgende Beziehung nach Coulomb nicht überschreiten

$$\tau \leq \mu \sigma_r \quad \text{bei } r = a, \quad (26)$$

wo μ der Reibungsbeiwert zwischen der Wand und der Erde ist.

Wir können nicht wissen, wo für die Rückseite der Wand das Gleichheitszeichen gilt, jedoch können wir annehmen, daß es in einem Punkt der Fläche besteht, wo die Scherspannung am größten ist. Wenn folglich die Spannung τ einen Größtwert im Punkt $z = z_0$ und $r = a$ hat, dann ist

$$\left| \frac{d\tau}{dz} \right|_{z=z_0, r=a} = 0. \quad (27)$$

Gl. (25) und (27) geben

$$\sin k z_0 = 0 \quad \text{und} \quad \cos k z_0 = 1. \quad (28)$$

Daher aus Gl. (23), (25), (26) und (28)

$$\frac{1}{2} \frac{mE}{m+1} \sum G' K_{1a} z_0 = \mu \frac{1}{m-1} \varrho z_0, \quad (29)$$

und es ist

$$\sum \left[\mu \varrho \frac{1}{m-1} \frac{8}{\pi^2} \frac{1}{(2n+1)^2} - \frac{1}{2} \frac{mE}{m+1} G' K_{1a} \right] = 0. \quad (30)$$

Nach Benutzung der folgenden Relation

$$1 = \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^2} \quad (31)$$

gibt die Gl. (30) G' :

$$G' = \frac{\mu \varrho}{E} \frac{2(m+1)}{m(m-1)} \frac{8}{\pi^2} \frac{1}{(2n+1)^2} \frac{1}{K_{1a}}. \quad (32)$$

Wenn die Wand sich etwas verschiebt, wird die Gleitfläche in jedem Fall durch den Punkt B am Fuß der Wand gehen (Abb. 3), wie auch in vielen Berechnungen nach der Coulombschen Erddrucktheorie angenommen wird. Dann haben wir folgende Beziehung für die Spannungen bei $z = l$ und $r = a$ in kohäsionslosem Erdboden

$$(\sigma_r - \sigma_z)^2 + 4\tau^2 = (\sigma_r + \sigma_z)^2 \sin^2 \varphi, \quad (33)$$

wo φ der Winkel der inneren Reibung im Boden ist.

Nach Einsetzen der Gl. (23), (24) und (25) in die Gl. (33) für $z = l$ und $r = a$ erhalten wir

$$\begin{aligned} & \frac{mE}{m+1} \sum G' K_{1a} \left(l \cos k l - \frac{1}{k} \sin k l \right) = \\ & = \left[\frac{\varrho l}{m-1} + \frac{mE}{(m+1)(m-2)} \sum G' K_{0a} l \sin k l \right] \cdot \\ & \cdot \sqrt{m^2 \sin^2 \varphi - (m-2)^2}. \end{aligned} \quad (34)$$

Wenn wir die folgende Beziehung, die auch durch praktische Versuche annähernd bestätigt ist [3], als gültig annehmen können

$$\sin \varphi = (m-2)/m, \quad (35)$$

so gibt Gl. (34) den Wert k wie folgt:

$$k l = \text{tg } k l \quad \text{oder} \quad k = 4,5/l, 7,65/l, 10,9/l \dots \quad (36)$$

4. Die Verteilung des Erddrucks.

Wir können die Verteilung der Spannungen im Erdboden bestimmen, indem wir die Gl. (32) und (36) in die Gl. (23), (24) und (25) einsetzen. Dann erhalten wir die Verteilung der waagrechten Erddrücke auf eine lotrechte Stützmauer

$$\sigma_{r0} = \frac{\varrho z}{m-1} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2\mu \varrho}{(m-1)(m-2)} \frac{8}{\pi^2} \frac{1}{(2n+1)^2} z \sin k z. \quad (37)$$

Weil $K_0(k a)/K_1(k a) \rightarrow 1$, wenn $a/l \rightarrow \infty$ mit $r = a$ in Gl. (23), und die Wand eine zylindrische Fläche mit einem Halbmesser ist, der unendlich groß ist im Vergleich mit der Zylinderhöhe. Die Reibung an der Rückseite der Wand ist durch folgenden Ausdruck gegeben:

$$\tau_0 = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\mu \varrho}{m-1} \frac{8}{\pi^2} \frac{1}{(2n+1)^2} \left(z \cos k z - \frac{1}{k} \sin k z \right). \quad (38)$$

5. Zahlenbeispiel.

Die Abb. 4 zeigt die numerischen Ergebnisse einer Berechnung der Verteilung des Erddrucks gegen eine Wand bei folgenden, dem Beispiel zugrundegelegten Werten:

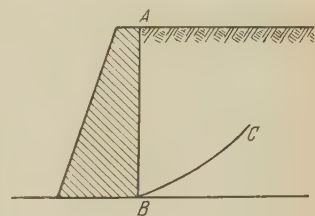


Abb. 3.

Beiwert des Erddrucks der Ruhe	$C_0 = 0,5$
Poissonsche Zahl für den Erdstoff	$1/m = 1/3$
Raumgewicht des Erdstoffs	$\rho = 1,6 \text{ t/m}^3$
Reibungsbeiwert zwischen Erde und Wand	$\mu = 0,5$
Höhe der Wand	$l = 10 \text{ m}$

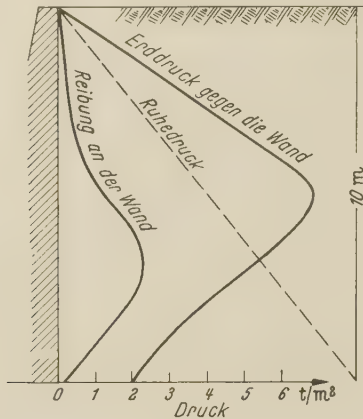


Abb. 4.

Wie aus Abb. 4 ersichtlich, überschreitet die Reibung in keinem Punkt der Wandfläche, die durch das Gesetz von Coulomb gegebene Grenze. Und die waagrechte resultierende Kraft wirkt offensichtlich nicht auf einem Drittel der Wandhöhe. Die Druckverteilung in Abb. 4 stimmt gut überein mit den praktischen Beobachtungen und erklärt diese.

6. Schlußwort.

Wir sind imstande den Erddruck auf eine lotrechte Stützmauer strenger und auch die Spannungen im Erdboden unter dem Einfluß des Vorhandenseins der Wand in konkreter Form zu berechnen. Die vorliegende Studie ist auch zu Berechnungen des Erddruckes auf Caissons und Pfähle in kohäsionslosen Bodenarten zu gebrauchen.

Literatur.

1. G. P. Tschbotarioff: Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, New York 1952, p. 235.
2. K. Terzaghi: Theoretical Soil Mechanics, New York 1943, p. 202.
3. J. Feld: Trans. Amer. Soc. Civil Eng. 86 (1923), p. 1580.
4. J. Jáky: Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech., vol. 3, Rotterdam 1948, p. 65.
5. O. Föppl und L. Föppl: Drang und Zwang, 2. Band, München und Berlin 1928, S. 140, Gl. (76).
6. Y. Nishida: A test on the internal friction angle of clay: — A report of the Work in I. P. T., No. 2, São Paulo 1952.

Über die Tiefgründung von wasserdichten Schürzen.

Von K. Balk, Bad Tölz.

Die Aufgabe, Bauwerke in wassergesättigtem Talschotter auf Tiefen von mehr als 40 m in die tragfähige Schicht sicher zu gründen, stößt besonders dann auf beträchtliche Schwierigkeiten, wenn die Gründung gleichzeitig als Untergrundstauwand die Durchströmung von Wasser unter dem Bauwerk mit Sicherheit verhindern und dabei u. U. einem bedeutenden Wasserdruck standhalten muß. Pfahlroste scheiden hier von vornherein aus. Die Injektion von Zement oder chemischen Mitteln in den Schotter, wenn er von Bindemitteln frei ist, wurde und wird bei geeigneter Baugrundbeschaffenheit immer wieder empfohlen, um auf diese Weise eine vertikale, quer zur Talmulde ziehende wasserundurchlässige Schürze künstlich zu schaffen. Bei Tiefen bis zu 40 m mag es durch eine Häufung der im übrigen nicht sehr kostspieligen Bohrungen wohl gelingen, ein zufriedenstellendes Resultat zu erzielen. Mit wachsender Tiefe jedoch wird die vollständige Abspernung jeglichen Wasserdurchflusses durch die Stauwand immer problematischer. Ganz besonders gilt dies dort, wo der einheitliche Aufbau der Talauffüllung mit Inseln weniger durchlässigen Materials durchsetzt ist, so daß keine sichere Kontrolle des Wirkungsgrades der Stauwand besteht. Mit Wahrscheinlichkeiten hier zu operieren, ist nicht ratsam und bei großen Stauhöhen, wie sie im Talsperrenbau üblich sind, abzulehnen. Injektionen können daher nur eine zusätzliche Sicherungsmaßnahme bilden, die geeignet ist, feine Kanäle und Klüfte im sonst dichten Gebirge zu schließen, die jedoch keine Garantie für eine dichte Stauwand bieten kann, solange es nicht möglich ist, durch geeignete Untergrund-Meßmethoden eine Wand wie mit einem Peilstrahl vollständig abzutasten und so ein Bild über ihren homogenen Aufbau zu gewinnen.

Die Projektierung der Sylvensteintalsperre im oberen Isartal, die bei rd. 110 m Stauhöhe eine Gründung des Absperrbauwerks bis zu 120 m Tiefe erfordert, verlangte nun die Beantwortung der Frage, ob mit den heutigen technischen Mitteln und nach dem Stand der heutigen Forschung diese alle bisherigen Forderungen übersteigende Gründungsaufgabe gelöst werden kann. Dabei konnten nur Methoden in Erwägung gezogen werden, die ein Höchstmaß von Sicherheit hinsichtlich der Standsicherheit und Wasserundurchlässigkeit der Stauschürze verbürgten.

Eine Umschau in der Literatur ergab, daß um die Mitte der dreißiger Jahre in den USA beim Bau der Parker-Talsperre am Colorado das Fundament des Absperrbauwerks auf rd. 80 m Tiefe hinabgeführt und in den hier anstehenden Felsen sicher eingebunden werden mußte. Nach Unterlagen, die vom Bureau of Reclamation in Denver in dankenswerter Weise bereitwilligst zur Verfügung gestellt wurden, erfolgte die Gründung der als Absperrbauwerk gewählten Bogengewichtsmauer in offener Baugrube, wobei zur Trockenhaltung der Baugrube sowohl Grundwasserabsenkung als auch offene Wasserhaltung angewendet wurden. Der größte Wasserandrang, der bei Erreichung der Felssohle auftrat, betrug $1,3 \text{ m}^3/\text{sek}$. Die Talauffüllung besteht nach dem geologischen Gutachten aus „rauhem und grobem Material“ und weist nur geringe Beimengungen von Sand und Schlamm auf. Die verschiedenen Arten von Material wurden nicht regelmäßig und nicht in gleicher Höhenlage bei den Bohrungen angetroffen. Man schloß daraus, daß sie sehr unregelmäßig verteilt sind, „wahrscheinlich in linsen- oder keilförmiger Lagerung“, wie sie für die Ablagerung in schneller Strömung charakteristisch ist. Im allgemeinen bilden die Schotter eine „ziemlich feste, aber zusammenhanglose Masse“.

Auf Grund der Erfahrungen beim Bau der 60 Meilen oberhalb liegenden Hoover-Talsperre konnte man erwarten, daß die Flußsohle weitgehend wasserundurchlässig war. Der Colorado, der seinen Namen von der rötlich-gelben Färbung des Flußwassers erhielt, führt ähnlich dem Hoangho fast das ganze Jahr große Mengen von Sinkstoffen mit, die auf der Flußsohle eine regelrechte Dichtungsschicht gebildet haben. Hochwässer waren nicht zu befürchten, da der gewaltige Stauraum der Hoover-Talsperre jedes Hochwasser auffangen konnte.

Die Ausschachtung führte, wie bereits erwähnt, bis zum gewachsenen Felsen unter der Flußsohle, also bis zu einer Tiefe von rd. 80 m unter dem Flußbett des Colorado. Insgesamt wurden $1\,080\,000 \text{ m}^3$ Flußschotter ausgehoben und abtransportiert. Hierzu wurden 5 Schürfkübel und 31 LKW eingesetzt. Die Baugrubenböschungen erwiesen sich unter einer Hangneigung 1 : 2 als einigermaßen stand-sicher. Auf den Hängen wurden Straßen mit einer Steigung von 10 % serpentinenförmig angelegt, um den Ab-



Formschön und kühn

und zugleich wirtschaftlich
baut man mit Spannbeton.
Zahlreiche Brücken und Hochbauten,
unzählige Fertigteile sind in den
letzten 20 Jahren mit

SIGMA-Spannbetonstahl

hergestellt worden.
Wir liefern Spannstäbe, Runddraht
und Ovaldraht mit Querrippen für
die verschiedensten Arbeitsverfahren.



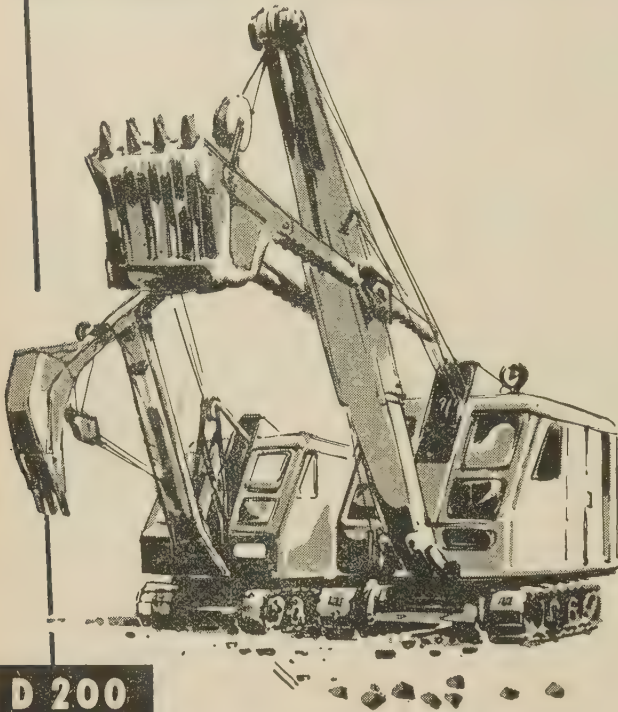
HÜTTENWERK RHEINHAUSEN
AKTIENGESELLSCHAFT

ZEIT KOSTEN

EINSPAREN

SENKEN

MIT DOLBERG-UNIVERSAL-BAGGER

**D 200**

Der schnelle, wendige Bagger für kleine und mittlere Grabarbeiten
 Löffelinhalt 0,22 m³
 Raupenfahrwerk
 luftgekühlter 2-Zylinder-Motor

D 300

Der Bagger für den an hohe Leistungen gewöhnten Unternehmer
 Löffelinhalt 0,33 m³
 Raupenfahrwerk
 luftgekühlter 3-Zylinder-Motor
 Diese Baggertypen sind lieferbar mit
 Hochlöffel, Tieflöffel, Planierer, Schleppschaufel
 Greifer, Stampfer, Kranhaken

Kundendienst:

Unsere Kundendienstwagen überwachen die Dolberg-Bagger an den Einsatzstellen im gesamten Bundesgebiet.

Ausführliche Prospekte auf Anforderung



DOLBERG-GLASER & PFLAUM
 GMBH ESSEN

Niederlassungen: Berlin, Bremen, Dortmund, Essen, Frankfurt
 Hamburg, Hildesheim, Köln, Mannheim, München, Stuttgart



Brückenbau

im Spannbetonverfahren bedeutet in vielen Fällen Zeit-, Gewichts- und Materialersparnis. Dieses Ziel zuverlässig zu erreichen helfen **WDI-Spannbeton-Stahlilitzen Marke „ZEUS“**. Besonders bewährt hat sich dabei die Konstruktion: Litzen 7 x 3,0 mm ϕ , Mindestfestigkeit 180 kg/mm², Gesamtbruchlast ca. 8900 kg.

WDI

Fordern Sie ausführlichen Prospekt

**WESTFÄLISCHE DRAHTINDUSTRIE
 HAMM (WESTF.)**

transport des Aushubs mit Lastkraftwagen zu ermöglichen. Als die Förderung mit Straßenfahrzeugen aus dem tiefsten Teil der Baugrube nicht mehr gangbar war (ab 60 m Tiefe), wurden 2 Kabelkrane von 410 m Spannweite eingesetzt.

Je weiter der Aushub nach der Tiefe fortschritt, desto schwieriger wurde die Wasserhaltung. Die Böschungen standen, wenn sie durchnäßt waren, nur unter 1:4 bis 1:5. In 45 m und 53 m Tiefe wurden zur Abstützung der unterstromigen Böschung Stahlspundwände bogenförmig gerammt und durch Stahlbetonbogen verstärkt. Auf diese Weise erreichte man ohne weitere Überraschungen die Felssohle.

Die Gründung der Parker-Mauer in offener Baugrube war zweifellos nur dadurch möglich, daß die starke Geschiebeführung des Flusses auf der Sohle eine Dichtungsdecke gebildet hat, die das Einsickern des Flußwassers in den Untergrund zwar nicht gänzlich verhinderte, aber doch weitgehend drosselte. Das mit 1:8 festgestellte Gefälle der Sickerlinie deutet auf einen so großen Porenraum des Flußschotter hin, daß der aufgerissene Querschnitt des im Untergrund fließenden Stromes von rd. $2 \cdot 8000 \text{ m}^2$ bei ungeschmälerter Durchlässigkeit der Flußsohle jede offene Wasserhaltung ausgeschlossen hätte, auch wenn die Flußumleitung wesentlich weiter stromaufwärts angesetzt worden wäre.

Es erhebt sich daher allgemein die Frage, wie das Gründungsproblem bei sehr tief liegendem Felshorizont und stark durchlässiger Flußsohle gelöst werden kann.

Die Versickerungsgeschwindigkeit im oberen Isartal wurde in der Umgebung der Sylvensteinenge mehrfach beobachtet. Sie betrug

bei offener Sohle mit vorwiegend faustgroßem

Geschiebe	0,6 m/Std.,
bei leicht verschlickter Sohle	0,24 m/Std.,
bei stark verschlickter Sohle	0,1 m/Std.

Die Isar weist nur bei Hochwasser eine stärkere Trübung durch Seeschlick auf, der sich mit absinkendem Wasserspiegel über dem Kies in einer Stärke von etwa 1 mm absetzt und auf der freien Kiesfläche später allmählich wieder abgebaut wird. Im eigentlichen Flußlauf dringt der Seeschlick in die oberen Porenräume der Sohle ein, bildet aber auf diese Weise eine von jedem größeren Kiesel durchlöchernde Dichtungsdecke, die notwendigerweise praktisch wirkungslos bleiben muß. Hier liegt also der Fall einer vollständig durchlässigen Sohle vor, durch die unter dem Einfluß eines Wasserüberdrucks sehr beträchtliche Wassermengen abfließen können. Ein 1951 angestellter Pumpversuch hat dies bestätigt. Bei einer Entnahme von 60 l/sek gelang es, den Grundwasserspiegel um 1,24 m zu senken. Die ermittelten k -Werte liegen zwischen 0,000750 und 0,0015 m/sek. Nach dem Abstellen der Pumpe erreichte der Grundwasserspiegel in kaum einer Minute wieder seinen ursprünglichen Stand.

Das Aufbringen einer künstlichen Dichtungsdecke auf die Flußsohle kann u. U. dort von Nutzen sein, wo die oberhalb der Sperrstelle liegenden Infiltrationsflächen klar überblickt werden können. Wo jedoch, wie am Sylvenstein, oberhalb der Sperre 3 Flüsse zusammenkommen, von denen die Isar außerdem ein 150 m hoch aufgeschottertes Urstromtal aufweist, verspricht eine solche Maßnahme wenig Erfolg, ganz zu schweigen von dem bedenklichen finanziellen Risiko.

Soll daher unter den oben geschilderten Verhältnissen eine Tiefgründung einwandfrei und ohne Kostenüberschreitung durchgeführt werden, so muß zunächst der gefährlichste Unsicherheitsfaktor, nämlich das Grundwasser, unter Kontrolle gebracht, d. h. von der Baugrube ferngehalten werden. Dies ist nur möglich durch eine völlige Absperrung des Grundwasserstromes vor der Baugrube und dessen Umleitung um die Baugrube, wobei sorgfältig darauf geachtet werden muß, daß alle Möglichkeiten von Einsickerungen in die Baugrube unterbunden

werden. Damit betreten wir ein neues Gebiet im Grundbau, auf dem wohl, wie die obige Schilderung der Parkersperre zeigt, vereinzelt schon Bauausführungen mit Erfolg versucht wurden, ohne daß unter Berücksichtigung schwierigster Verhältnisse systematische Verfahren entwickelt worden wären.

Grundsätzlich ist es möglich, einen im Lockergestein oder im klüftigen Fels verlaufenden Grundwasserstrom abzusperren, wenn es gelingt, entweder die Poren des Schotter bzw. die Wasseradern des Gebirges dicht zu verschließen oder eine unterirdische wasserundurchlässige Stauwand so einzubauen, daß sie weder unterströmt noch seitlich umflossen werden kann. Beide Wege sind theoretisch gangbar. Praktisch dürfte jedoch die zweite Möglichkeit gegenüber der ersten hinsichtlich Zuverlässigkeit und Sicherheit wesentliche Vorteile besitzen.

Die Porendichtung im Lockergestein läuft darauf hinaus, daß durch Einpressen von chemischen oder mechanischen Bindemitteln dem durch die Poren fließenden Wasser der Weg versperrt wird. Die Porenräume eines Kiesgemisches sind nun, selbst wenn dem Gemisch Linsen oder Keile anderer Stoffe wie Lehm, Ton oder Schlick nicht beigemischt sind, keineswegs von einheitlicher Größe. In manchen Zonen überwiegt der Feinsand, in anderen wieder der Grobkies, so daß auch bei einem reinen Kiesgemisch keineswegs einheitliche Verpressungstoffe verwendet werden können. Eine mehrfache Verpressung mit Stoffen verschiedener Feinkörnigkeit kann dieser Unsicherheit abhelfen, birgt aber andererseits die Gefahr in sich, daß Teile der bereits verfestigten Zonen wieder gesprengt und infolge des einströmenden Wassers nicht mehr satt ausgefüllt werden. Sind in die durch Verpressung zu schaffende Absperrwand Linsen von wasserundurchlässigem Material eingeschlossen, so bildet die Kontaktfläche zwischen der Verpressungszone und dem undurchlässigen Material eine Gefahrenquelle, deren Verhalten bei höherem Wasserdruck nicht vorausgesehen werden kann. Als zusätzliche Dichtungsmaßnahme wird jedoch die Verpressung immer von großem Wert sein und ist namentlich in klüftigem Felsen nicht zu entbehren.

Die einfachste Art in eine Schotterschicht eine wasserundurchlässige Untergrundstauwand einzubauen, ist das Rammen einer Spundwand, wie sie in Holz und Stahl seit vielen Jahrzehnten ausgeführt wird und bei geeigneter Beschaffenheit des Untergrundes eine gute Wasserabsperrung bis zu Tiefen von 20 m gewährleistet.

Muß die Absperrung bis zu 40 m Tiefe reichen, so bedient man sich mit Vorteil der Senkkästen, wobei diese entweder als Druckluftkästen bei Verwendung einer unter Druck bis zu 4 atü stehenden Arbeitskammer oder als offene Brunnenkästen ohne Wasserhaltung abgesenkt werden. Mitunter werden auch beide Verfahren kombiniert.

Als vor rd. 20 Jahren in Frankreich eine Verknappung an Stahlspundwänden eintrat, verwendete man in Algerien zur Umpundung von Brückenwiderlagern bis zu Tiefen von 10 bis 15 m statt der Spundwände Pfahlwände, die aus Mann an Mann eingebohrten Betonpfählen bestanden und damals als billiger Ersatz für teure Stahlspundwände empfohlen wurden.

In neuerer Zeit wurde die Idee der Pfahlwand von Dr. Veder, Salzburg, wieder aufgegriffen und verbessert, indem die Pfähle unter Verwendung von Dickspülung gebohrt und mit Beton ausgefüllt werden. Untergrundstauwände, die nach diesem Verfahren in großem Umfang hergestellt wurden, konnten ohne Schwierigkeiten Tiefen von 30 m erreichen. Größere Tiefen sind in Aussicht genommen. Ein Einzelpfahl von 55 cm Durchmesser wurde an der Sylvensteinenge in wassergesättigtem Kies bis zu einer Tiefe von 94 m abgeteuft. Der Druck, mit dem die Bentonitsuspension eingepreßt wurde, stieg bis zu 24 atü. Da die Ausbetonierung des Pfahles auf Grund bisheriger Erfahrungen keine neuen Untersuchungen erforderte, unterblieb sie.

Ein weiteres Verfahren zur Herstellung einer Untergrundstauwand nach dem Bohrverfahren wurde von der Fa. Etschel & Meyer, Hof/Saale, entwickelt. Es beruht auf der Erkenntnis, daß beim Abteufen einer verrohrten Bohrung das Bohrröhr stets nach der Seite des geringsten Widerstandes strebt. Wenn daher drei Röhr, die im Grundriß dreieckförmig gegeneinander angeordnet sind (Abb. 1), gleichzeitig abgeteuft werden, so wird stets ein



Abb. 1. Kleeblattverfahren.

Röhr an 2 anderen Röhren geführt und gleitet an diesen entlang, so daß ein Ausweichen nach der Seite nicht zu befürchten ist. Das Bohrverfahren unterscheidet sich weiter von den sonst üblichen Bohrversuchen dadurch, daß nicht „teleskopiert“ wird, d. h. der anfängliche Röhrdurchmesser wird bis zur Felssohle beibehalten. Die Röhr würden nun bei Tiefen von 20 m und mehr infolge der Reibung am Kies unter ihrem Gewicht nicht mehr absinken und müssen daher mit hydraulischen Pressen hinabgedrückt werden. Sobald die Felssohle erreicht ist, wird ein Injektionsröhr von 2" Durchmesser in Röhrmitte eingesetzt. Darauf wird das Röhr mit geeignetem Kies verfüllt, wobei das Mantelröhr entsprechend dem Fortschreiten der Kiesfüllung gezogen wird. Sobald eine größere Anzahl Röhr oder auch die ganze Stauwand durch diesen Materialaustausch für die Verpressung vorbereitet sind, erfolgt die Verpressung mit Zement, wobei die Verpressungsröhr nicht gezogen werden, sondern nach Beendigung der Verpressung sorgfältig ausgespült und in der Schürze belassen werden, so daß später im Bedarfsfall nachverpreßt werden kann.

Nach Abb. 1 spielt sich also der Vorgang beim Abteufen der Röhr so ab, daß die Röhr 1, 2 und 3 abwechselnd um etwa 3 bis 4 m jeweils vorgetrieben werden. Hat die Röhrgruppe, auf deren genaue Lotrechtstellung sorgfältig zu achten ist, die Felssohle erreicht, so wird Röhr 4 abgeteuft, das an den Röhren 1 und 3 geführt wird. In ähnlicher Weise wird Röhr 5 an den Röhren 3 und 4, Röhr 6 an 4 und 5 geführt.

Nach diesen theoretischen Überlegungen wurde ein Großversuch in der Weise durchgeführt, daß 1 „Kleeblatt“, bestehend aus Röhr 1, 2 und 3, bis zu dem in 87 m Tiefe



Abb. 2.

anstehenden Felsen abgeteuft und ausgemessen wurde. Die Anrichtung für den Versuch ist aus Abb. 2 ersichtlich. Die Betonwiderlager sind zur Abstützung der hydraulischen Pressen erforderlich. Die Mantelreibung der Röhr hielt sich durchschnittlich bei 0,7 t/m² und stieg nur zu Beginn der Arbeiten auf Werte über 1 t/m² an.

Das Abteufen der Röhr ging unerwartet rasch vonstatten. Die Ausmessung ergab, daß die ganze Röhrgruppe um 1° geneigt war, daß aber die Röhr auf die ganze Länge gegenseitig Kontakt behielten. Damit war der Beweis erbracht, daß nach dem „Kleeblattverfahren“

eine lückenlose wasserdichte Stauwand hergestellt werden kann, soweit wenigstens das Bohrverfahren hierauf Einfluß hat.

Das Ziehen der Röhr wurde von Anfang an als der schwierigere und risikoreichere Teil der Arbeit betrachtet, da den üblichen genormten Gewinden offenbar keine großen Beanspruchungen zugemutet werden können. Trotzdem wurde zunächst versucht, durch Ziehen am obersten Röhrstoß die gesamte Röhrfahrt zu heben. Dies gelang auf eine Länge von 14 m. Dann sanken plötzlich die Manometer der hydraulischen Pressen von rd. 200 auf 100 atü ab und zeigten damit an, daß die Röhrfahrt abgerissen war. Der Bruch wurde in einer Teufe von 14 m festgestellt. Die hydraulischen Pressen wurden sofort auf Gegenbewegung geschaltet, um die kleine entstandene Lücke zwischen den abgerissenen Röhrstücken zu schließen und das Eindringen von Kies in die Bohrung zu verhindern. Die Röhrfahrt wurde dann mit einem unterhalb der Bruchstelle angesetzten Röhrinnenheber in kurzer Zeit gezogen. Die Bruchstelle zeigt Abb. 3. Durch das Niederpressen der oberen Röhrfahrt hatte sich diese in die untere einge-

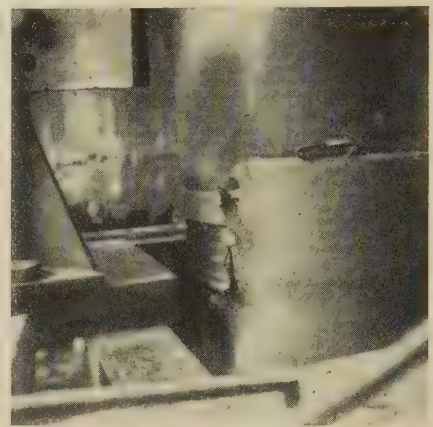


Abb. 3.

schnitten. Die Wandstärke der Röhr betrug 11,5 mm. Der Bruch erfolgte bei 120 t Zugkraft. Bei $\sigma = 35 \text{ kg/mm}^2$ und 1,25facher Sicherheit hätte die Bruchlast bei 270 t liegen müssen. Die genaue Untersuchung des Gewindes zeigte denn auch, daß nur wenige Gewingegänge abgesichert waren, daß also nur ein kleiner Teil des Gewindes an der Lastübertragung beteiligt war und infolge dieser Überbeanspruchung notwendigerweise abgesichert werden mußte.

Der Grundgedanke des Kleeblattverfahrens beruht darauf, quer zum Flußbett durch Materialaustausch eine wasserundurchlässige Schicht einzubauen. Es ist naheliegend, sich hierzu des Bohrverfahrens zu bedienen, da es im allgemeinen Tiefbau bestens bekannt und von zahlreichen Firmen zuverlässig und in wirtschaftlicher Weise ausgeführt werden kann. Nur haftet ihm der Nachteil eines verhältnismäßig langsamen Arbeitsfortschritts und damit eines immerhin beträchtlichen Kostenaufwandes an. Hier bieten sich neue, vielversprechende Möglichkeiten, wenn man von der Bohrung zur Schachtung übergeht. Dabei muß das Austauschmaterial so gewählt werden, daß eine Stahl- oder Stahlbetonwand in den Schachtgraben gestellt werden kann, ohne rammen zu müssen. Außerdem muß Gewähr geboten sein, daß die Grabenwände auch in wassergesättigtem Material und bei unter Umständen rücksichtslosem Aushub stehen bleiben.

Die Belastung der Grabenwand ist in Abb. 4 dargestellt. Über der sehr tief liegenden Felssohle baut sich eine Schicht von Kies wechselnder Korngröße auf. Diese Schicht ist von Grundwasser durchströmt, ist daher vollständig wasserdurchlässig und enthält obendrein in fein verteilter Form eine schluffige Beimengung (Seeschlick),

die zusammen mit dem Wasser die innere Reibung des Kiesel stark reduziert. Praktisch ist sie vielleicht mit 10° anzunehmen.

Würde in dieser Schotterdecke ein Graben ohne besondere Vorsichtsmaßnahmen gebaggert, so würden die Grabenwände sicherlich nicht lotrecht stehenbleiben, sondern sich abböcken. Man umschließt daher zweckmäßig den Graben durch Spundwände, die in geringem Abstand von den Grabenrändern gerammt werden und die auf diese Weise

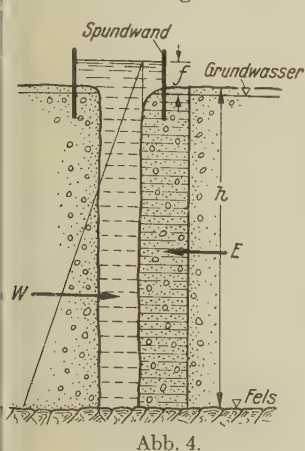


Abb. 4.

Unter Berücksichtigung des Auftriebs beträgt der Druck der Kieswand auf die Grabenfüllung (nach Kohlbrunner):

$$p = 0,6 \cdot \gamma \cdot h \cdot tg^2 (45 - \varrho/2);$$

Die Druckverteilung ist in Anbetracht der großen Tiefe des Schlitzes als Rechteck anzunehmen, so daß bei einem Raumgewicht des Kiesel im Wasser $\gamma = 0,8$ und $tg^2 (45 - \varrho/2) = 0,7$ sich ergibt:

$$E = 0,6 \cdot 0,8 \cdot h \cdot 0,7 \cdot h = 0,34 \cdot h^2 \quad (1)$$

Diesem Druck muß der Druck der Suspension standhalten.

Der Druckverlauf der Suspension wird nach dem üblichen Gesetz des Wasserdrucks angenommen, wobei durch eine mittels des Spundwandkastens überhöhte Füllung ein Überdruck f erreicht wird, also

$$W = \gamma_s \cdot h (h + f) / 2;$$

γ_s = Raumgewicht der Suspension in Wasser.

Für den Gleichgewichtsfall besteht daher die Bedingung

$$E = W$$

$$0,34 \cdot h^2 = \gamma_s \cdot h (h + f) / 2;$$

$$\gamma_s = \frac{0,68 h^2}{h (h + f)} = 0,68 \frac{h}{h + f} \quad (2)$$

Gl. (2) gibt an, wie hoch das Raumgewicht der Suspension sein muß, um dem jeweiligen Kiesdruck gewachsen zu sein. Der mit 1 anzunehmende Raumgewichtsverlust infolge des Auftriebs ist zu γ_s noch hinzuzufügen. Nimmt h sehr große Werte an, nähert sich also dem Wert ∞ , so wird

$$\gamma_s = 0,68 \text{ bzw. } 1,68 \text{ t/m}^3,$$

wobei der Überdruck f ohne Einfluß bleibt.

Sinkt f zu einer geringen Größe ab, nähert sich also dem Wert 0 , so wird

$$\gamma_s = 0,68 \text{ bzw. } 1,68 \text{ t/m}^3.$$

Gl. (2) besagt daher, daß bei geringer Aushubtiefe die Standfestigkeit der Grabenwände durch ein hohes Raumgewicht der Suspension erreicht werden muß, wenn man auf Überdruck verzichtet.

Wird Überdruck angewendet, so hält sich das Raumgewicht der Suspension nur in den oberen Metern auf Größen bis zu $1,5$, steigt jedoch mit zunehmender Tiefe immer langsamer an, um bei $h = \infty$ den Maximalwert $\gamma_s = 1,68$ zu erreichen. Für die größeren Tiefen hat daher der Überdruck nur geringere Bedeutung.

Aus Abb. 5 ist der Verlauf der Kurve für γ_s bei $f = 2,0 \text{ m}$ zu ersehen. Aus der Kurve ist zu entnehmen,

daß schon bei verhältnismäßig geringen Tiefen hohe Raumgewichte der Suspension gefordert werden. Bei den bisherigen Bohrungen mittels Dickspülung erreichte man ein Raumgewicht bis $1,8$ durch Zusatz von Schwespatmehl. Dadurch wurde die Gelierfähigkeit des Bentonits herabgesetzt. Daher wurde versucht, das Raumgewicht der Suspension dadurch zu erhöhen, daß tonige Materialien, die im oberen Isartal als Seeton (Seeschlick) und Grundmoräne anstehen, der Suspension beigemischt wurden. Dabei wurde folgender Versuch vorgenommen:

$180 \text{ g} = 61 \text{ cm}$ Grundmoräne (mit geringer Beimischung von erbsengroßen Kieskörnern) wurden in der Mensur bis 250 cm mit Wasser aufgefüllt. Die Moränenstücke lösten sich sehr rasch.

Nach kräftigem Durchrühren erfüllte die Suspension den ganzen Meßraum von 250 cm . Nach 8 min war die Suspension bis zum Teilstich 226 abgesunken, nach 19 min bis 216 , nach 31 min bis 206 , nach 40 min bis 196 , nach 67 min bis 166 , nach 246 min bis 143 , nach 5400 min bis 130 . Der gleichen Suspension wurden darauf 10 g Bentonit zugesetzt und gut verrührt. Nach einiger Zeit war die Suspension geliert, eine Sedimentation trat auch nach 10 Tagen nicht mehr auf. Das Problem, schwere Suspensionen beliebig lange gegen Sedimentation zu schützen, ist daher mit Hilfe eines kleinen Bentonitzusatzes zu lösen. Auch bei Versuchen mit Zementinjektionen wurde Bentonit mit Erfolg verwendet, um das Absitzen von Zement in den Mischbehältern zu vermeiden. Es ist ferner bemerkenswert, daß sich der Seeschlick, der nur sehr schwer im Wasser gelöst werden kann, schon beim Zusatz geringer Mengen Bentonit mit dem Wasser zu einer Suspension verrühren läßt.

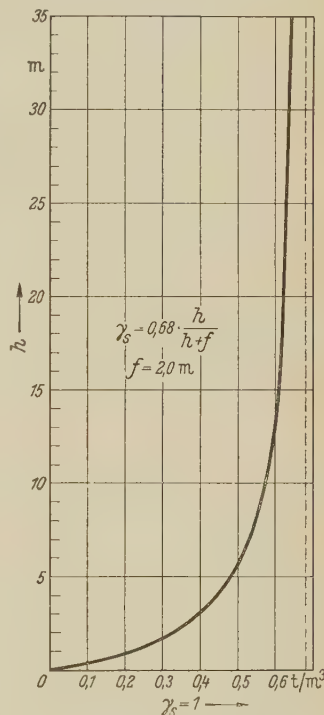


Abb. 5. Diagramm für das Suspensionsgewicht.



Abb. 6.

Um nun einen Anhaltspunkt über die Standfestigkeit eines mit schwerer Suspension gefüllten Grabens zu bekommen, wurde folgender Modellversuch angestellt:

Eine Blechwanne von rd. 82 cm Länge und 35 cm Höhe wurde mit Isarsand, der einzeln bis zu 5 cm große Steine enthielt, gefüllt. Das Füllgut wurde durch leichtes Stampfen mäßig verdichtet. In den so verdichteten

teten Sand wurde so lange Wasser eingegossen, bis es an der Oberfläche austrat. Die Wanne enthielt 87 l Sand, der 20,5 l Wasser aufnahm.

Auf die sauber geglättete Oberfläche des Sandes wurde ein aus dünnem Eisenblech gefertigter, rechteckiger, oben



Abb. 7.

und unten offener 10 cm breiter Kasten aufgesetzt und durch Druck und leichtes Schlagen 7 cm tief in den Sand eingepreßt. Dann wurde der Kasten bis zu einer Höhe von 7 cm über der Kiesoberfläche mit einer Bentonit-Sus-

pension gefüllt, die 58 RT Seeschlick und 17 RT Bentonit enthielt.

Nach Füllung des Kastens wurde mit Hilfe der auf Abb. 6 sichtbaren Blechschaufel ziemlich rücksichtslos ein 6 cm breiter Graben unter Beibehaltung des Suspension-Überdrucks bis zur Sohle der Wanne ausgehoben. Mit der Schaufel stieg auch das in der Tiefe aufgerissene, spezifisch leichtere Wasser in die Höhe. Dies wird ganz besonders dann eintreten, wenn ein Baugrubenschlitz mit Greifer ausgehoben wird.

Mit dem Aushub wurden etwa 11 % der Suspension ausgebracht.

In Abb. 7 zeigt die aus der Suspension herausragende Schaufel die Aushubtiefe an.

Nach Abschluß des Aushubs wurde versucht, den Graben auszuschöpfen. Nachdem der Überdruck verschwunden war, bogen sich jedoch die Kastenwände stark einwärts und zeigten damit den Beginn des Einsturzes der Kastenwände an. Eine sofortige Auffüllung der Suspension brachte den Vorgang wieder zum Stehen.

Es soll noch zu gegebener Zeit versucht werden, durch einen Großversuch die oben berichteten Tatsachen nachzuprüfen.

Das Verfahren entstand in gemeinsamer Besprechung mit der Fa. Etschel & Meyer.

Literatur.

Kollbrunner: Fundation und Konsolidation, Zürich. 3 Bde.

Ein neuer leistungsfähiger Schneidkopf-Saugbagger.

Von Dr.-Ing. Ludwig Rasper, Lübeck.

Der Saugbagger, noch vor wenigen Jahren im allgemeinen als das amerikanische Naßbaggergerät angesprochen, was aber nur mit der weiten Anwendung in diesem Erdbteil begründbar ist, hat sich in den letzten Jahren überall in der Welt durchgesetzt. In Deutschland haben bereits nach der Jahrhundertwende namhafte Naßbaggeringenieure die Entwicklung der „Pumpenbagger“ vorwärtsgetrieben, und das Werk Lübeck der Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau Aktiengesellschaft kann bereits im Jahre 1899 die Lieferung eines Saugbaggers nachweisen.

Die Vorteile des Schneidkopfsaugers, die in der Durchführung von Profilbaggerung, dem Schneiden bindiger Böden und dem gleichzeitigen hydraulischen Transport bestehen, haben die Verwendung des klassischen Naßbaggergerätes in Europa, des schwimmenden Eimerkettenbaggers, auf Bodenarten beschränkt, die sich nicht zum Saugen eignen.

Während der Eimerkettenbaggerbetrieb, der ja für den Abtransport des Baggergutes im allgemeinen zusätzlich Schuten und Schlepper benötigt, durch die Vielzahl der Geräte einen unübersichtlicheren Betriebsablauf ergibt, kann der Schneidkopfsauger von einem zentralen Steuerstand aus bedient werden. Dies wirkt sich nicht nur in einer Kraftstoffersparnis, sondern auch in einer Verminderung der erforderlichen Belegschaftszahl aus.

Wenn auch das ureigenste Anwendungsgebiet des Saugers die Gewinnung von Schlamm, Sanden mit Körnerdurchmessern von 0,2 bis zu 2 mm und kleinstückigem Kies mit Korngrößen bis zu 30 mm ist, so kann doch das mit Schneidkopf ausgestattete Saugrohr auch festere Bodenarten, wie Tone und Lehme, auflockern, mischen und ansaugen. Allerdings ergeben sich hierbei nicht die günstigen Förderleistungszahlen wie in den oben bezeichneten sandigen Böden.

Bei dem vorliegenden Sauger, der schematisch in Abb. 1 dargestellt ist, handelt es sich um ein leistungsfähiges Gerät, für den Mittelosten bestimmt, das an allen Großbaustellen von Unternehmen vorteilhaft eingesetzt werden kann. Saug- und Druckrohrleitung haben einen Durchmesser von 350 mm, und das Bodengemisch kann mittels der im Bagger vorhandenen Förderpumpe durch schwim-

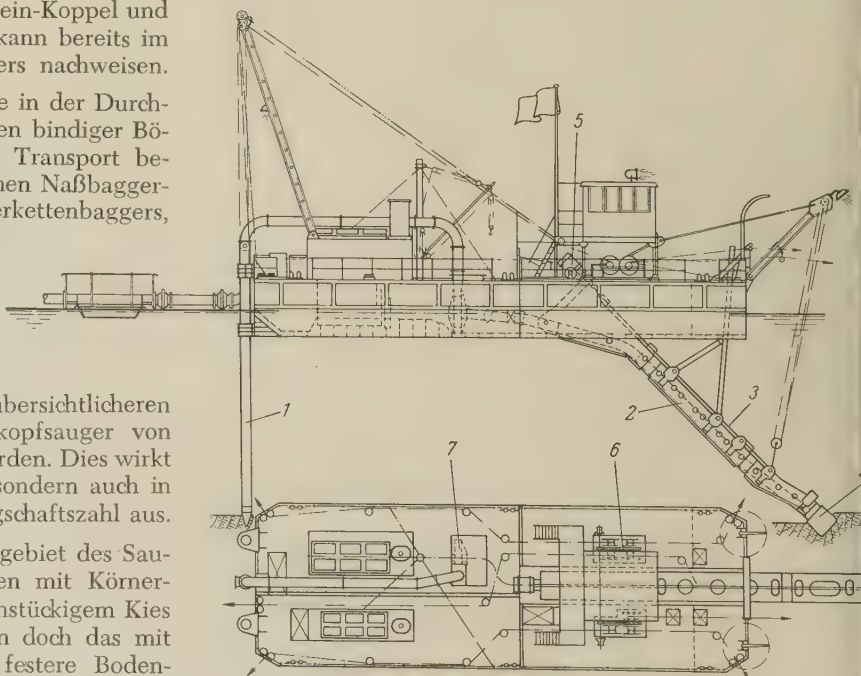


Abb. 1. Schematische Darstellung des Schneidkopf-Saugbaggers
1 Rammpfähle; 2 Hebe- und senkbare Tragkonstruktion für das Saugrohr, die Schneidkopfwinde und den Schneidkopf; 3 Schneidkopfwinde
4 Schneidkopf; 5 Schneidkopf-Antriebsmotor; 6 Zentralwinde mit
7 Windentrommeln; 7 Förderpumpe.

stehende und feste Druckrohrleitungen (Abb. 2) bis auf Entfernungen von max. 1900 m gefördert werden. Sind größere Transportentfernungen erforderlich, dann kann durch Einschalten einer Zusatzpumpe auch eine Verlängerung bis auf 2000 m und mehr erzielt werden.

Durch richtige Wahl einer der Eigenart des Sauggutes angepaßten Durchflußgeschwindigkeit im Druckrohr kann



Abb. 2. Anordnung einer schwimmenden und festen Druckrohrleitung bei einem Schneidkopf-Saugebagger.

unzulässiges Absetzen und damit Verstopfen und auf der anderen Seite auch Brennstoffverschwendung vermieden werden. Die mögliche Gemischleistung der Förderpumpe von 1000 m³/h bedeutet, daß etwa 500 m³/h gut saugbarer Schlamm, etwa 250 m³/h Sand oder bis zu 150 m³/h Kies gefördert und hydraulisch auf die genannte Entfernung transportiert werden können.

Das Traggerüst für das Saugrohr mit Schneidkopf (Abb. 3) ist in einfacher Blechträger-Bauweise erstellt und durch die damit verbundene Führungskonstruktion in der Lage, auch größere seitliche Kräfte, die beim Baggern in schweren Böden auftreten können, einwandfrei auf den Schiffskörper zu übertragen. Das Saugrohr und sein Trag-

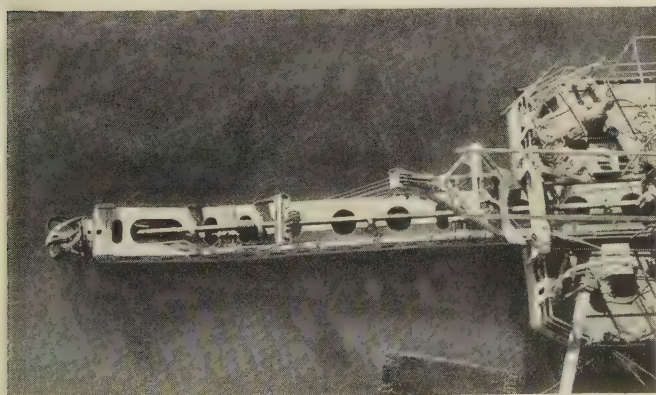


Abb. 3. Blick auf die Tragkonstruktion des Saugrohrs und des Schneidkopfes.

werk kann mit Bordmitteln in kürzester Zeit durch wahlweises Einfügen oder Wegnehmen von Verlängerungsstücken passend gemacht werden,

- bei 45° Leiterneigung für Baggertiefen bis zu 4,5 m
- bei 45° Leiterneigung für Baggertiefen bis zu 8,0 m
- bei 45° Leiterneigung für Baggertiefen bis zu 12,0 m
- bei 55° Leiterneigung für Baggertiefen bis zu 14,0 m.

Der vollständig geschweißte Schiffskörper von 19,5×6,2 m Grundrißfläche ist durch einfaches Aneinanderfügen von zwei Vorschiff-Schwimmkörpern und zwei Maschinen-Schiffskörpern für Bahnversand geeignet und kann, im Wasser liegend, am Einsatzort ohne zusätzliche Hilfe anderer Geräte mittels Klammern zusammengebaut werden. In dem einen der beiden Maschinen-Schwimmkörper verbleiben Förderpumpe und Hauptdiesel sowie alle dazugehörigen Ausrüstungsgegenstände; er hat ein max. Gewicht von etwa 35 t und Grundrißabmessungen von 3,5×10 m. In dem zweiten Maschinen-Ponton verbleiben der diesel-elektrische Generatorsatz, der Leonardsatz, der Hafendiesel und alle übrigen elektrischen Steuergeräte. Während des Baggerbetriebes kann durch das Öffnen wasserdichter Türen in den Abmessungen 500×900 mm zwischen den beiden Maschinen-Schwimmkörpern eine Seh- und Rufverbindung hergestellt werden.

Auf Abb. 4 ist der Schneidkopf-Saugebagger bei Vornahme der Abnahmeprobe zu sehen. Die Steuerung der Zentralwinde, die die Bewegung der Seiltrommeln für die beiden Vor- und Rücktauwinden, die beiden vorderen und hinteren Seitentauwinden und die Hubwinde regelt, erfolgt von dem allseits gute Sichtverhältnisse bietenden, über dem Vordeck aufgestellten Führerhaus (Abb. 5). Schneidkopfwelle und Zentralwinde haben E-Motorenantrieb; der dafür erforderliche Gleichstrom 220 Volt wird von einer Stromerzeugungsanlage, Fabrikat Brown Boveri, Mannheim, die von einem 4-Zylinder-Viertakt-Diesel-Motor, Fabrikat Motorenwerke Mannheim, Type RHS 518 V, mit



Abb. 4. Der Schneidkopfsauger bei den Abnahmeprobe an einer Flußmündung.

einer Betriebsdrehzahl $n/\text{min} = 1500$ angetrieben wird, erzeugt.

Der Schneidkopfmotor mit $N = 60$ PS ist durch Leonard-Ward-Antrieb zwischen $n/\text{min} = 650$ bis 850 verlustlos regelbar. Zwischen Motor und wasserdichtem Reduktionsgetriebe mit dem Übersetzungsverhältnis 1:36 ist

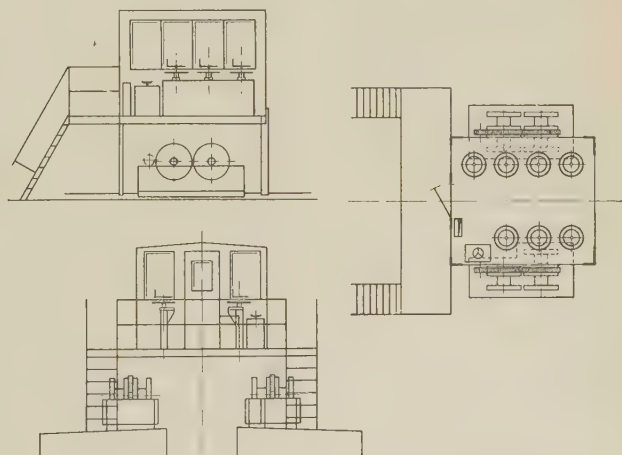


Abb. 5. Schematische Darstellung der Windenbetätigung im Führerhaus.

eine auf ein bestimmtes Grenzschaltmoment einstellbare Überlastungskupplung eingebaut. Wird das Grenzdrehmoment überschritten, dann gleitet die Kupplung und schaltet selbsttätig den Antriebsmotor ab.

Der oberhalb des Wasserspiegels befindliche Antrieb überträgt das Drehmoment durch eine auf der Saugrohr-Stützkonstruktion gelagerte Welle auf den als Kronenkopf ausgebildeten Schneidkopf. Die aus verschleißfestem, aber zähem Werkstoff erstellten Schneidmesser des Schneid-



Abb. 6. Ausbildung eines Kronenschneidkopfes mit auswechselbaren Messern.

kopfes (Abb. 6) können einzeln ausgewechselt werden, und die spiralförmige Ausbildung des Kopfes gibt dem gelösten Boden ungehinderten Zutritt zur Eintrittsöffnung des Saugrohres.

Die Baggerpumpe, die einen geschlossenen Kreislauf mit einem Außendurchmesser von 1200 mm aufweist, wird unmittelbar von einem 6-Zylinder-Viertaktmotor mit Aufladung der Motorenwerke Mannheim, Type TRH 335 S, angetrieben, der bei $n/min. = 500$ eine Antriebsleistung von 430 PS abgibt. Zwischen Motor und Pumpe ist eine Ortlinghaus-Überlastungs- und Schaltkupplung eingebaut. Diese ermöglicht das Anlassen des Motors ohne Last und schaltet andererseits beim Auftreten unzulässig großer Antriebs-Drehmomente am Schneidkopf selbsttätig die verlängerte Pumpenwelle vom Motor ab.

Es sei besonders auf den bereits beim Probegaggern sich zeigenden, ruhigen und schwingungsfreien Lauf der mit 500 U/min. laufenden Pumpe hinzuweisen. Die Anordnung schnellaufender Pumpen hat sich bei Saugebaggern dieser Größe in den letzten Jahren mit Erfolg durchgesetzt. Sie bedeutet kleinere und handlichere Abmessungen für Motor und Pumpe und ermöglicht damit den Ausbau der

Pumpenkreislauf oder der Verschleißplatten mit leichten Hilfsmitteln.

Bei Baggertiefen bis zu 8 m bedient man sich zur Durchführung der Schwenkbewegung ausschließlich der beiden mit max. 4,0 m/min. Seilgeschwindigkeit arbeitenden Vortauwinden und der am Heck des Schiffkörpers angebrachten Rammfähle. Dies bedeutet Einsparung des Auslegens der Heckanker, vereinfacht die Arbeitsweise und beschleunigt den Arbeitsfortschritt.

Die Druckrohrleitung (Abb. 2) besteht aus Rohrstücken von 6,0 m Länge, die auf Schwimmern gelagert und durch mit Gewebereinlagen bewehrten Gummiverbindungsschläuchen gelenkig miteinander verbunden sind. Der Rohrdurchmesser von 350 mm ist so groß, daß auch im Boden eingelagerte größere Steine ungehindert mitgenommen werden und zu keinen Betriebsschwierigkeiten Anlaß geben. Die Länge der einzelnen Rohrleitungseinheiten ermöglicht einen schnellen und leichten Umbau beim Baggerfortschritt.

Tabelle I zeigt die vom Werk Lübeck der Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau Aktiengesellschaft nach 1945 entwickelten Typen; für Arbeiten in schmalen Gewässern erfreuen sich die Bauarten mit schwenkbarem Saugkopf (Abb. 7) besonderer Beliebtheit. Hier wird der Schwimmkörper, ohne seitliche Bewegungen ausführen zu müssen, nur dem Baggerfortschritt folgend nach vorwärts gezogen; der erforderliche Freischnitt an der zu vertiefenden Fluß- oder Kanalsohle erfolgt durch den selbsttätig gesteuerten mechanischen Schwenkantrieb des Saugkopfes. Derartige, mit Schneidkopf ausgerüstete Saugrohre können auch zum Abschneiden von Pflanzenbewuchs verwendet werden.

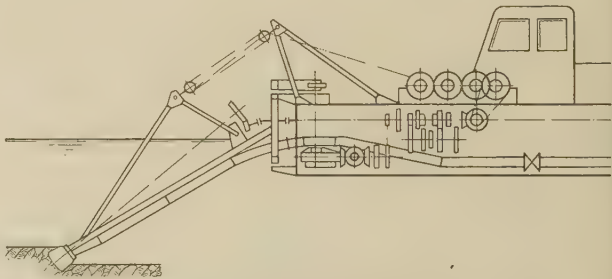


Abb. 7. Schwimmbagger mit schwenkbarem Saugrohr.

Schneidkopf-Saugebagger dieser Abmessungen finden bei den Naßbagger-Unternehmern wachsende Beliebtheit, und eine große Anzahl europäischer und außer-europäischer Unternehmungen hat in den Jahren nach dem Kriege den Gerätepark durch derartige Saugebagger vergrößert. Es lassen sich mit Geräten dieser Größe vor allem kleinere und mittlere Flußregulierungs- oder Kanalverbreiterungsarbeiten mit größtem wirtschaftlichem Vorteil ausführen.

Tabelle I. Gängige Schneidkopf-Saugebaggertypen für Unternehmerarbeiten.

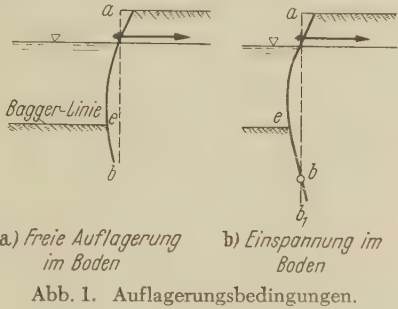
Type	Gemischleistung m³/h	Förderweite m	Baggertiefe m	stat. Förderhöhe m	Saug- und Druckrohr Ø mm	Gesamt-Antriebsleistung	Pumpen-Antriebsleistung	Schneidkopf-Antriebsleistung	schwenkbare Leiter	Grundrißabmessung des Schiffsgefäßes
1	120	50	2	5	150/125	25 PS	18 PS	mechanisch	ja	7×2,65 m
2	270	150	2,5	2,2	200/175	50 PS	40 PS	mechanisch	ja	8×3 m
3	600	600	5	3	250	236 PS	196 PS	—	ja	14×3,5 m
4	1000	1500	8	2,5	350	356 PS	260 PS	E-Motor 80 PS	—	16,5×6,2 m
5	1500	750	10	9	425/400	639 PS	490 PS	ohne Schneidkopf	—	30,0×7,5 m

Kurze Technische Berichte.

Verankerte Bohlwände.
Berechnungsmethoden und Versuche.

Übersicht: Im ersten Teil werden die grundsätzlichen Annahmen bei den heutigen Berechnungsverfahren für Bohlwände verglichen mit den Beobachtungen, die in den letzten Dekaden veröffentlicht worden sind. Die sich dabei zeigenden Widersprüche sind zu groß, als daß man sie beim Entwurf außer acht lassen dürfte.

Im zweiten Teil wird die Ermittlung aller auf verankerte Bohlwände wirkenden Kräfte erörtert sowie der Grad der Sicherheit, der bei diesem statischen Problem zu fordern ist. Die Größe der Fehler bei der Ermittlung der Biegemomente



und der Bodenreaktionen hängt weitgehend ab von der angeordneten Bodenart, der Bodenschichtung, der Gleichförmigkeit des Hinterfüllungsmaterials sowie von der Zeit und der Mühe, die man bei der Erkundung der Bodenverhältnisse aufgewendet hat. Daher würde es wirtschaftlich nicht vertretbar sein, für das Baumaterial zulässige Beanspruchungen und Sicherheitsfaktoren festzulegen ohne den Grad der Zuverlässigkeit der Voruntersuchungen in Rechnung zu ziehen. Die Beherrschung des Problems verlangt Erfahrung und sicheres Urteil.

Wenn der Entwurfsingenieur nur die Ergebnisse einer üblichen Untergrundkennung zur Verfügung hat, muß das Problem mit Hilfe empirischer Werte gelöst werden. Beim Entwurf von Bohlwänden mit nicht üblichen Bedingungen muß der Entwurfsingenieur das Berechnungsverfahren improvisieren. Dabei ist es von Vorteil, Ergebnisse von Versuchsbeobachtungen mit heranzuziehen.

I. Theoretische und tatsächliche Drucke auf verankerte Bohlwände.

Es wird unterschieden zwischen zwei Arten von Bohlwänden: Bohlwände mit freiem Erdaufleger am Spundwandfuß und solche mit Einspannung im Boden, welche durch entsprechende tiefe Rammung erzielt werden kann (Abb. 1). Werden die Bohlen mit voller Länge eingerammt und dann der Boden durch Aushub entfernt, so spricht man von einer „Baggerbohlwand“; liegt andererseits die ursprüngliche Bodenoberfläche in Höhe der Baggerlinie und wird nachträglich die Bohlwand bis zur Oberkante hinterfüllt, so handelt es sich um eine „Hinterfüllungsbohlwand“. Die klassischen Entwurfsannahmen zeigt Abb. 2. Als man sie aufstellte, waren die Erkennt-

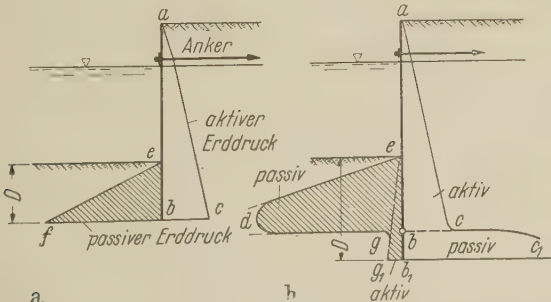


Abb. 2. Klassische Annahmen über die Verteilung des Erddruckes auf Bohlwänden mit a) freier Auflagerung und b) Einspannung des Spundwandfußes.

nisse in der Bodenmechanik noch nicht so weit, daß man ihre Anwendbarkeit kritisch beurteilen konnte. In neuerer Zeit ist eine große Zahl von Versuchs- und Beobachtungsergebnissen gewonnen worden, welche zu den klassischen Annahmen in Widerspruch stehen. Diese Ergebnisse seien im folgenden zusammengefaßt:

Nach der klassischen Annahme genügt ein unendlich kleines Nachgeben einer Stützwand, um hinter ihr den Grenzwert des Erddruckes sich entwickeln zu lassen. Terzaghi und andere machten großmaßstäbliche erdstatistische Versuche, die u. a. den Einfluß der Wandverschiebung klärten. Schon eine geringe Verschiebung verursachte bei dichtem Sand ein Abfallen des Erddruckbeiwertes, der aber mit weiter andauernder Verschiebung wieder anstieg bis zum Angleichen an den Wert für losen Sand. Bei losem Sand zeigte sich zunächst auch ein Abfall des Erddruckbeiwertes; eine weitere Verschiebung hatte aber auf diesen praktisch keinen Einfluß mehr.

Derjenige Anteil der horizontalen Verschiebung eines Punktes auf der Bohlwand, der eingetreten ist, wenn dieser Punkt bei dem Hinterfüllungsvorgang zugeschüttet worden ist, wird „wirksame Verschiebung“ genannt. Die Größe der Erddruckziffer hängt von der mittleren wirksamen Verschiebung ab und nicht etwa von der totalen Verschiebung. Der Wandreibungswinkel nahm seinen vollen Wert schon an, bevor die innere Reibung ganz mobilisiert war; dagegen wuchs der Wandreibungswinkel bei passiver Wirkung der Wand im Zuge der Verschiebung nicht so schnell.

Die passive Gleitfläche vor dem Wandfuß besteht aus einem gekrümmten und einem geradlinigen Teil. Der Erdwiderstandsbeiwert wächst nicht in dem Maße mit dem Wandreibungswinkel, wie nach der Coulombschen Theorie und mit gerader Gleitfläche anzunehmen war.

Man kann also den Erddruck nach den Voraussetzungen der klassischen Methode mit gerader Gleitfläche ermitteln, muß aber beim Erdwiderstand gekrümmte Gleitflächen zugrunde legen.

Der Wasserüberdruck entspricht der Linie *a c d* in Abb. 3. Zum Spundwandfuß nimmt er auf Null ab (Punkt *e*). Von dort aus strömt das Wasser auf der Vorderseite nach oben,

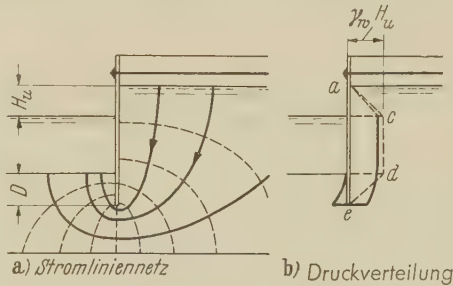


Abb. 3. Wasserüberdruck.

so daß sich dort das für den Erdwiderstand anzusetzende Raumgewicht um den Strömungsauftrieb vermindert. In normalen Fällen kann hier das Raumgewicht mit dem Wert $(\gamma' - \gamma \cdot H_u / 3 D)$ angesetzt werden. (γ' = Raumgewicht bei Auftrieb, $H_u / 3 D$ = mittleres hydraulisches Gefälle). Die Erhöhung des Raumgewichtes für den Ansatz des Erddruckes kann vernachlässigt werden, weil sie nicht ins Gewicht fällt.

Wie auch Versuche von Gerber und Spangler zeigten, kann bei Linienlasten hinter der Bohlwand die Größe und die Verteilung des Erddruckes nicht nach Coulomb angegeben werden. Vielmehr bringt die Behandlung des Problems nach der Theorie von Boussinesq für die Druckverteilung im elastisch-isotropen Halbraum befriedigende Übereinstimmung mit den Versuchsbeobachtungen. Für eine Gleitkeilbreite an der Oberfläche von über 40 v. H. der zugeordneten Tiefe ist die Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung besonders gut. Für kleinere relative Gleitkeilbreiten wird das Verhältnis des Seitendruckes zur Linienauflast mit 0,55 angegeben. Nach den Versuchsergebnissen fährt man mit einem solchen empirisch gewonnenen Wert besser als mit Anwendung der Coulombschen Überlegungen. Ähnliches kann über die Zusammenhänge bei Punktlasten gesagt werden, für die ebenfalls empirische Beziehungen angegeben werden. Wohlgermerkt können diese empirisch gewonnenen Gleichungen noch keine Allgemeingültigkeit beanspruchen.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die Verteilung des Erddruckes nicht hydrostatisch ist und den Coulombschen Annahmen nicht entspricht. Z. B. zeigt Abb. 4 die Druckverteilung hinter einer relativ biegsamen Spundwand, die Tschobanoff auch für zusammengesetzte Hinterfüllung ermittelte. Jedenfalls liegt das Druckmaximum zwischen Baggersohle und Ankerebene, also höher als nach Coulomb. Wenn der Gesamterddruck gleich groß angesetzt wird, kommt man also

beim Biegemoment mit dem Angriffspunkt nach Coulomb auf die unsichere Seite. Rowe stellte Versuche an, bei denen die Verankerung nachgeben konnte, nachdem der Boden auf der Außenseite völlig ausgehoben war; dieses entspricht nicht dem praktischen Vorgang, bei dem schon während der Ausubarbeiten eine Verschiebung der Verankerung eintritt. Übrigens

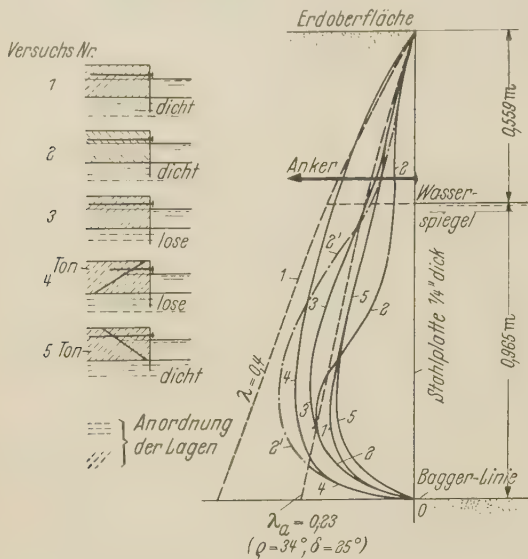


Abb. 4. Größe und Verteilung des aktiven Erddruckes auf die innere Fläche von relativ biegsamen Modell-Bohlwänden.

gens bewirkte schon ein Nachgeben der Verankerung von der Größenordnung 0,1 v. H. der Bohlwandhöhe eine Umgestaltung der Druckverteilung mit Annäherung an den Verlauf nach Coulomb.

Die Druckverteilung vor dem eingerammten Teil der Spundwand (Abb. 5) verläuft keineswegs geradlinig. Bei zunehmender Biegsamkeit der Spundbohlen geht die Bewegung der Wand aus einer im wesentlichen parallelen Verschiebung in eine Rotation um den Fußpunkt über. Damit verlagert sich der Druckschwerpunkt entsprechend Abb. 5 b und c. Bei sehr steifen Böden ist das maximale Biegemoment praktisch unabhängig von der Biegsamkeit und ist gleich dem Moment für den Fall freier Erdauflagerung (Abb. 2 a). Wenn aber die Biegsamkeit einen gewissen Wert überschreitet, so nimmt $\max M$ mit zunehmender Weichheit der Wand ab bis auf etwa ein Drittel des Wertes (Abb. 6). Dieses rührt her von der Art des Nachgebens der Spundwand im Bereich der Rammtiefe und der daraus folgenden Verteilung des Erdwiderstandes. Eine völlig starre Bohlwand würde sich bei unverschieblicher Verankerung um den Ankerpunkt drehen und damit im eingerammten Teil eine Erddruckverteilung nach Abb. 5 d hervor-

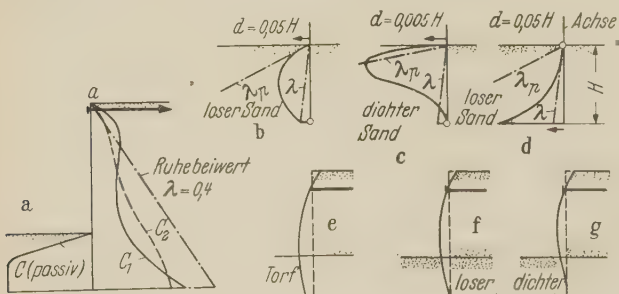


Abb. 5. Wirkung der Untergrundverhältnisse auf die Verteilung des Erdwiderstandes und auf die Art der Bohlwandverformung.

rufen (freie Erdauflagerung). Abb. 5 e, f und g zeigen den wachsenden Einfluß der Biegsamkeit der Bohlwand: Die Verschiebung am Fußpunkt wird kleiner und allmählich zu Null und endlich kann man die Wand unten eingespannt ansehen.

Die Festigkeit von Schluff oder Ton mag zunächst genügen, um eingerammte Spundbohlen am Fuß einzuspannen. Jedoch wird der Fuß im Zuge der fortschreitenden Konsolidation des Bodens allmählich beginnen sich zu verschieben. Damit ändert sich statisch die ursprüngliche Einspannung in eine freie Auflagerung, womit das maximale Biegemoment erheblich zunimmt. Mit ständiger Einspannung kann man also

nicht rechnen außer im Falle von stark vorbelastetem Untergrund.

Mit zunehmender Biegsamkeit der Bohlen wird auch der Ankerzug entsprechend der unteren Einspannung kleiner. Nachdem Rowe 1952 seine Versuchsbeobachtungen veröffentlicht hat, ist es nicht berechtigt, mit Einspannung zu rechnen ohne die Biegsamkeit der Bohlen zu berücksichtigen.

Grundlage für die Erddruckrechnung ist die Scherfestigkeit der Bodenarten. Wenn wassergesättigte bindige Böden belastet werden, entsteht ein Überdruck im Porenwasser und die innere Reibung kann gleich Null gesetzt werden. Die ursprüngliche Scherfestigkeit solcher Böden ist etwa gleich der Hälfte der Zylinderdruckfestigkeit.

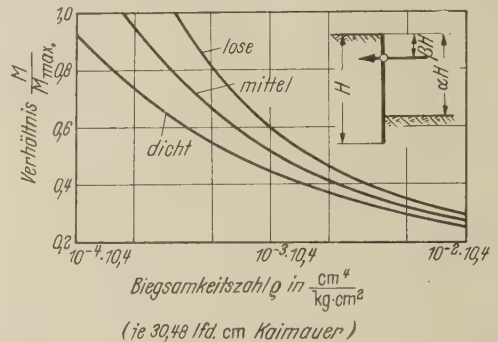


Abb. 6. Beziehung zwischen der Biegsamkeitszahl 9 von Spundbohlen und dem Biegemomentverhältnis $\max M$ (logarithmische Skala).

Wenn bindige Böden wie Silt oder Ton unter Wasser abgelagert werden, so ist mit einer Konsolidation während der Bauzeit kaum zu rechnen. Der vorhandene Porenwasserdruck entspricht in einer beliebigen Tiefe dann dem Auflastdruck. Damit wird in der Gleichung für die Scherfestigkeit $\tau = c + (p - p_w) \cdot \tan \phi$ der zweite Summand gleich Null. Nun ist aber die Kohäsion c in einer solchen Hinterfüllung zumindest sehr klein. In diesem Falle kann man also mit einem hydrostatischen Druck entsprechend $\lambda_p = 1$ rechnen (Raumgewicht des Boden/Wasser-Gemisches).

Zuverlässige Unterlagen für die erdstatische Rechnung erhält man nur aus Laboratoriumsversuchen, bei denen die Bedingungen am Bauwerk nachgeahmt sind, oder durch empirische Werte aus Versuchsergebnissen, wie sie im folgenden berichtet werden.

II. Entwurf von verankerten Bohlwänden.

Mit den heutigen Kenntnissen und Versuchsmethoden ist es möglich, die größten Fehler beim Entwurf auszuschalten. Unsicherheit kommt in die Überlegungen nur hinein durch die Uneinheitlichkeit des Bodens, weil jede theoretische Untersuchung Homogenität voraussetzt. Man arbeitet also beim Entwurf von Bohlwänden am einfachsten und wirtschaftlichsten, wenn man an einigen repräsentativen Bodenproben Erkundungsbohrungen auswertet und Routineuntersuchungen durch-

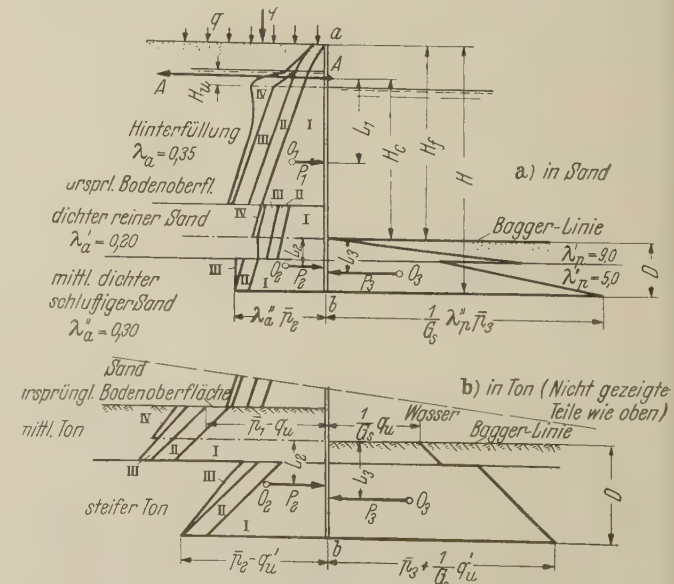


Abb. 7. Kräfte auf Bohlwände aus Spundbohlen in Sand bzw. in Ton.

führt, die daraus gewonnenen Ergebnisse in der Rechnung benutzt und, da dieses Verfahren noch Ungenauigkeiten in sich birgt, einen genügend großen Sicherheitsgrad einsetzt. In Abweichung von diesem Normalverfahren sind nur in Ausnahmefällen eingehendere Untersuchungen erforderlich.

Man kann die praktisch auf der Baustelle vorkommende Bodenart wie folgt klassifizieren: Reiner Sand (dicht, mittel, lose); Schluffiger Sand (dicht, mittel, lose); Schluff oder Ton (fest bis sehr weich). In Abb. 7 sind verschiedene Belastungsflächen angegeben:

- I. Aktiver Erddruck infolge Gewicht der Hinterfüllung
- II. gleichmäßig verteilter Auflast q
- III. Wasserüberdruck
- IV. Linienlast q' .

Die für die erdstatische Rechnung erforderlichen Bodengrundwerte sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

Tabelle 1. Raumgewicht von Böden und Erddruckbeiwerte.

Bodenart (1)	Raumgewicht t/m³				Erddruckbeiwert				Erdwiderstandsbeiwert		
	feuchter Boden		Boden unter Wasser		λ_a				λ_p		
	γ		γ'		für Hinterfüllung	für natürlich gewachsene Böden	Reibungswinkel		für natürlich gewachsene Böden	Reibungswinkel	
	min.	max.	min.	max.	(7)	(8)	Boden φ	Wand δ	(11)	Boden φ	Wand δ
(2)	(3)	(4)	(5)		(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Reiner Sand											
dicht	1,75	2,25	1,05	1,25		0,20	38	20	9,0	38	25
mittel	1,75	2,10	0,95	1,10		0,25	34	17	7,0	34	23
lose	1,45	2,00	0,90	1,00	0,35	0,30	30	15	5,0	30	20
schluffiger Sand											
dicht	1,75	2,40	1,10	1,40		0,25			7,0		
mittel	1,50	2,10	0,95	1,10		0,30			5,0		
lose	1,30	2,00	0,80	1,00	0,50	0,35			3,0		
Schluff und Ton	$\frac{2,65 (1+w)}{1+2,65w}$		$\frac{1,65}{1+2,65w}$		1,00	$1 - \frac{qu^*)}{\bar{p} + \gamma \cdot z}$	$*) \gamma \text{ bzw. } \gamma'$		$1 + \frac{qu^*)}{\bar{p} + \gamma \cdot z}$		

Die Erddruckbeiwerte für die Hinterfüllung sind höher angegeben als für gewachsenen Boden, und zwar aus folgendem Grunde: Üblicherweise sind Hinterfüllungen unter Wasser abgelagert und liegen somit lose. Daher genügt das Nachgeben der Bohlwand nicht, um den vollen Scherwiderstand zu wecken.

Der Wandreibungswinkel für Erddruck ist kleiner angegeben als für Erdwiderstand. Der gesamte Wert des Erddruckes ist so groß wie Ankerzug und Erdwiderstand vor dem Bohlwandfuß zusammen, also erheblich größer als der Erdwiderstand. Die Resultierende der Reibungskräfte würde die Bohlwand abwärts ziehen. Der Widerstand hiergegen ist gering. Die Spundbohlen werden sich so setzen, daß die gesamte Wandreibung auf die innere Wandfläche abnimmt bis fast auf den Wert der Wandreibung auf die äußere Fläche.

Ist der größte Wasserüberdruck bekannt, so kann er entsprechend der Line $c d e$ in Abb. 3b angesetzt werden. Dieser Annahme entspricht die Belastungsfläche III in Abb. 7a. Bei Hinterfüllung mit Schluff oder weichem Ton, ohne daß schon während der Bauzeit Konsolidation eintritt, liegt der ursprüngliche Wasserspiegel in Geländehöhe und man muß mit hydrostatischem Druck rechnen unter Zugrundelegung des Raumgewichtes für wassergesättigtes Material.

Linien- und Punktlasten können nur auf Hinterfüllungen mit entsprechender Tragfähigkeit aufgebracht werden, andernfalls sind sie besonders durch Pfähle zu gründen.

Durch die Umströmung der Spundwand wird das Raumgewicht auf der Vorderseite herabgesetzt, was beim Erdwiderstand zu berücksichtigen ist.

Lose liegender schluffiger Sand drückt sich noch stark zusammen. Daher sind die Erdwiderstandsbeiwerte geringer als bei reinem Sand. Für die Berechnung der Rammtiefe gilt nach Abb. 7 im Normalfall freie Erdauflagerung. Dabei wird die Erdwiderstandsfläche durch einen Sicherheitsgrad geteilt. Auch bei Schluff und Ton berücksichtigt man den Sicherheitsgrad bei der Zylinderdruckfestigkeit. Bei der Berechnung des maximalen Biegemomentes soll man zunächst freie Erdauflagerung zugrunde legen und dann die üblichen analytischen oder graphischen Methoden anwenden. Wenn aber die Bohlen in einem fast homogenen reinen Sand von bekannter Dichte stehen, so kann man nach Rowe das maximale Biegemoment reduzieren. Man ermittelt hierfür M_{max} für freie Erdauflagerung und danach den erforderlichen Bohlenquerschnitt. Da-

mit ist die Biegsamkeit der Profile bekannt und man errechnet nach Rowe die Biegsamkeitszahl und die Momentenabminderung. Bei Spundbohlen in Schluff oder Ton soll man eine Abminderung des Biegemomentes nicht zulassen, da man immer mit einem Ausweichen des Spundwandfußes rechnen muß.

Der Ankerzug soll auf Grund freier Erdauflagerung berechnet werden, ohne Zubilligung einer Abminderung.

Für den Erdwiderstand soll man einen Sicherheitsfaktor von 2 bis 3 einsetzen, je nach der Genauigkeit der Ermittlung des Erddruckes gegen die Innenseite der Wand. Bei Schluff und Ton kann man den Sicherheitsgrad auf 1,5 bis 2 herabsetzen, weil der Wert für λ_p , der aus der Zylinderdruckfestigkeit errechnet worden ist, auf der sicheren Seite liegt. Im übrigen soll man die Spundwände immer um 20 v.H. tiefer rammen, als nach der Rechnung erforderlich, um unvorhergesehene Vorgänge einzubeziehen.

Für die zuzulassende Randspannung gilt folgendes: bei reinem Sand kann man für das Spundwandmaterial $\frac{2}{3}$ der Fließgrenze einsetzen. Bei eingespültem Schluff oder Ton mit einem Erddruckbeiwert = 1 kann man die Spannung der Fließgrenze des Spundwandmaterials einsetzen, da der Erddruck auf keinen Fall größer wird, als nach der Rechnung. Für anderes Spundwandmaterial als Stahl sollen entsprechende Überlegungen gelten.

Aus verschiedenen Gründen (Unkenntnis der genauen Erd-druckverteilung, Änderung des Erddruckes und seiner Verteilung durch Aufbringen und Wiederentfernen von Auflasten u. dgl.) sollte man für die zulässige Beanspruchung in den Ankerstangen vorsichtiger sein und die konservativen Werte nehmen.

Bezugnehmend auf die oben referierten Ausführungen von Terzaghi hebt Tschebotarioff in der Diskussion berichtend und ergänzend folgendes hervor:

In dem von Tsch. vorgeschlagenen Entwurfsverfahren für verankerte Bohlwände liegt keine Unsicherheit. Die Berechnung nach den bekannten Dänischen Normen, die sich in der Praxis bewährt hat, ergibt sogar um 25 v.H. kleinere Biegemomente. Dieses wurde auch von Rowe anerkannt, dessen Versuche oben erwähnt sind. An einem Zahlenbeispiel mit Stahlspundbohlen wird gezeigt, daß der Entwurfsvorschlag Tschebotarioff (Abb. 8) den tatsächlichen Verhältnissen gut entspricht. Dieser Entwurfsvorschlag wurde durch Feldmessungen im natürlichen Maßstab von Wiegmann in Bremen bestätigt. Auch für Holzbohlen ist dieser Entwurfsvorschlag vollkommen sicher. Wie durch Versuche von Rowe festgestellt, passen sich Holzbohlen den Einspannungsbedingungen an. Der Vorschlag gilt auch für Stahlbetonbohlen von hoher Festigkeit. Dieses wird nachgewiesen durch die Bewährung von Stahlbetonbohlwänden in Aalborg/Dänemark, die 1906 gebaut worden sind.

Rowe führte die Biegsamkeitsziffer in die Überlegungen ein. Bei den von Tschebotarioff s. Zt. durchgeführten großmaßstäblichen Versuchen wurde die Spundwand-Elastizität mit gemessen und unter Berücksichtigung dieser Ergebnisse gute Übereinstimmung mit Rowe festgestellt. Die Biegsamkeitsziffer von Rowe will auch Tschebotarioff eingeführt wissen, hält es aber für wichtig darauf hinzuweisen, daß das Momentenminderungsverfahren von Rowe verwickelt ist. Interessant sind noch die Messungen über die Größe des

Erddruckes am eingerammten Teil der Bohlen. Bei praktisch genügender Rammtiefe entwickelten sich Beanspruchungen, die dem aktiven Erddruck entsprechen; d. h. also, daß sich hier entgegen der „klassischen“ Annahme kein Erdwiderstand entwickelt. Auch bei genügend tiefer Rammung in mittleren bis steifen Ton und Schlamm sind Einspannungskräfte in Höhe des aktiven Erddruckes oder sogar des Ruhedruckes vorhanden.

Brinch Hansen weist in seiner Diskussion zum oberen Problem auf die sehr gute Bewährung der „Dänischen Normen“ hin, deren Anwendung nicht nur in Dänemark geübt worden ist. Bei Hunderten von derartigen Bohlwänden ist im prak-

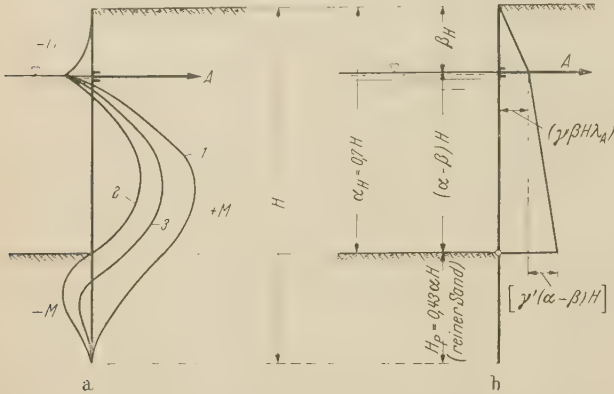


Abb. 8. a) Einfluß des Einspannungsgrades auf das Biegemoment der Spundbohlen, b) Vereinfachte Methode für maximale Einspannung (Kurve 2) nach Tschebotarioff.

tischen Betrieb kein Schaden eingetreten. Also sind Entwurfsverfahren, die zu größeren Abmessungen führen, unwirtschaftlich. Bei den Dänischen Normen ist der Sicherheitsgrad für den Erdwiderstand nominell = 2, tatsächlich aber nur etwa 1,4; bei Terzaghi ist er mit 2 bis 3 empfohlen, wobei außerdem noch ein Zuschlag von 20 v.H. zur Rammtiefe empfohlen wird. Die Abminderung des Biegemomentes ist nach den Dänischen Normen entsprechend der Biegsamkeit der Bohlen und wurde etwa so groß gefunden wie nach Rowe. Terzaghi schlägt nur die Hälfte dieser Abminderung vor. Hansen begrüßt die Anpassung der zulässigen Spannungen an die Biegsamkeit der Bohlen. Steife Bohlen müssen größere Reserven haben. Die Zusammenhänge zwischen Verschiebung und Beanspruchung in der Erdstatik sind besser erforscht und gestatten genauere Rechnung.

Baumann weist auf die statische Unbestimmtheit des Bohlwerkssystems hin, dessen Verhalten stark von dem Ankerwiderstand, der Höhenlage der Verankerung und der Beanspruchung der Spundbohlen abhängt. Die meisten Bohlwerksbrüche sind infolge eines Bruches der Verankerung entstanden. Briske will einen Spannungsausgleich durch Vorspannen des Ankers erzwingen. Lea will beim Erddruck in bindigen Böden den Erddruck-Beiwert (vgl. Spalte 8 der Tabelle) nur um den halben Betrag gegenüber dem Wert „Eins“ vermindert wissen, der sich aus dem Zylinderdruckversuch ergibt; entsprechend soll der Beiwert für Erdwiderstand auch nur um diesen halben Betrag gegenüber dem Wert 1 erhöht werden. Unregelmäßige Auflasten hinter der Bohlwand sollen nach Coulomb berücksichtigt werden. Packshaw rät, die Sickerströmung unter dem Spundwandfuß wegen ihrer ungünstigen Wirkung auf den Erdwiderstand nicht außer acht zu lassen. Die vorgeschlagene Momenten-Reduktion um nur den halben von Rowe angegebenen Betrag hält P. für zu gering. Die Werte für das Biegemoment nach dem Berechnungsvorschlag mit voller Momenten-Reduktion und nach den Versuchsergebnissen von Terzaghi decken sich übrigens befriedigend.

Verdeyen und Roisin berichten über Versuche, bei denen sie die Druckverteilung hinter einer verankerten Bohlwand untersuchten. Bei nicht nachgebender Verankerung ist die Druckverteilung nicht linear mit der Tiefe; der Ankerzug wird hier größer.

Zur Berechnung von Bohlwerken nach den Dänischen Normen, die nach Hansen bisher keine Unzuträglichkeiten mit sich gebracht hat, äußert Terzaghi die Auffassung, daß der Sicherheitsgrad bei derartig berechneten Bohlwänden erheblich kleiner war, aber immer noch gerade ausgereicht haben muß. Terzaghi stimmt Hansen bei, daß die steifen Bohlwände keine Druckverlagerung zulassen, wie es etwa bei den biegsamen Bohlen möglich ist. Steifen knicken gegebenenfalls aus, bevor sich eine Druckverlagerung entwickelt hat. Tschebotarioffs Methode der Berechnung der Momenten-Reduktion

hält T. für zulässig. T. schlägt vor, daß man die Spundbohlen nach dem Ersatzbalkenverfahren berechnen sollte. Wenn die Biegsamkeitsziffer über dem Bereich der Princeton-Versuche hinausgeht, muß man die Rechnung wiederholen unter Bezug auf Rowes Kurven. Die Rammtiefe soll man nach T. der Lagerungsdichte des Sandes unterhalb der Baggerlinie anpassen. Die von Tsch. über die Druckverteilung angestellten Beobachtungen entsprechen denen, die Terzaghi vor Jahren angestellt hat.

Zu den Ausführungen von Baumann betont Terz., daß die Anker bei Überbeanspruchung schnell überall ins Fließen geraten, während die plastische Deformation der Stahlspundbohlen nur örtlich begrenzt auftritt. Für die Beurteilung der Steifigkeit der Spundwand sollte man die Schlösser als reibungslos ansehen und damit auf der sicheren Seite bleiben.

Terz. schließt sich der Auffassung an, daß die Zulassung nur der halben Momenten-Reduktion unbefriedigend sei.

Ein Versuch, die Wirkung des Sicherheitsfaktors auf die Rammtiefe und damit allgemein der Standfestigkeit der Bohlwand von ihrer Wirkung auf das Biegemoment und die Spannung in den Spundbohlen zu trennen, führte nicht zu einem befriedigenden Ergebnis. Bei der Berechnung des Ankerzuges soll man eine Reduktion der Beanspruchung infolge der Biegsamkeit der Wand nicht in Betracht ziehen.

Eine Berücksichtigung unregelmäßiger Auflasten nach der Coulombschen Theorie scheint Terzaghi nicht immer richtig zu sein; die von ihm vorgeschlagene Methode kann man als die andere Grenze des Bereiches ansehen, innerhalb dessen sich der richtige Wert befindet.

Terzaghi hält es nicht für zweckmäßig, durch Vorspannen des Ankers einen Spannungsausgleich zu erzwingen, weil dabei außer der Erhöhung der Spannungen im Anker auch eine Vergrößerung der Biegemomente in der Spundwand in Kauf genommen werden müsse.

Zur Auffassung von Verdeyen und Roisin, daß Verkehrserschütterungen bei der Erddruckrechnung durch einen entsprechenden Zuschlag berücksichtigt werden sollten, weist Terz. darauf hin, daß bei Bohlwandbrüchen, die bekannt geworden sind, nicht ein einziges Mal solche Erschütterungen als Ursache festgestellt worden sind. Ein Einfluß des Lastwechsels liegt größenordnungsmäßig noch im Bereich der Sicherheit. Terzaghi faßt seine revidierte Auffassung dahin zusammen, daß bei dichtem Sand unter der Baggerlinie die Momente nach Rowes Kurve für „Mittel“ reduziert werden sollten, andernfalls sollte man die Kurve für „Lose“ benutzen.

Nach K. Terzaghi: Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 79 (1953) sep. Nr. 262 und Diskussion ibidem 80 (1954) sep. Nr. 572.

H. Petermann, Bremen.

Der W 1400 Eimerseil-Schreitbagger „Großer Ausleger“.

Außergewöhnliche Verhältnisse beim Abbau von Eisen-erzen im Tagebau der Brüche von „Stewarts and Lloyds, Ltd.“ in Corby führten zur Konstruktion eines Eimerseil-Schreitbaggers W 1400, genannt „Great Jib“ (Großer Ausleger). Seine Abmessungen stempeln ihn zum größten der Welt, was einige Zahlen belegen sollen. Er wiegt 1600 t. Der Auslegerkopf befindet sich in Arbeitsstellung 53 m über dem Boden und der Kübel hat bei einem Eigengewicht von etwa 26 t ein Fassungsvermögen von 15 m³ oder etwa 27 t Erz. Die Bewegung erfolgt durch Schreitshuhe von je 56 t Gewicht in Schritten von etwa 2 m Länge. Dabei können etwa 180 m in der Stunde zurückgelegt werden. Trotz dieser neuartigen und außergewöhnlichen Verhältnisse haben sich während der dreijährigen Betriebszeit Beanstandungen nicht ergeben.

Abb. 1 zeigt den Bagger in Arbeitsstellung. Er ist imstande, den Abraum bis zu einer Tiefe von 30 m in einem Hub zu entfernen.

Ein Dreigurtfachwerk aus vorwiegend in Zwillingsform angeordneten Rohren, deren Durchmesser der Druckkraft folgend zwischen 195 mm und 410 mm abgestuft sind, bildet den Ausleger. Abb. 2 bringt einen Teil eines Gurtes mit dem Übergang von einem größeren zu einem kleineren Rohr. Ein kegelförmig ausgewalztes, durch eine Längsnaht geschlossenes Zwischenstück vermittelt die Verbindung der Gu. trohre verschiedenen Durchmessers. Die beiden Zwillingsträger werden durch rohrförmige, im Bereich der Kegelstützen jedoch durch kastenförmige Abstandhalter miteinander verbunden. Der in der Seitenansicht trapezförmig ausgebildete Ausleger (Abb. 3) ist durch eine Fachwerk-konstruktion mit der Verankerung des Nackenzuges — „A-Träger“ — verbunden. Um kleinere Bewegungen zuzulassen, kann dieser Fachwerkträger durch Gelenke um etwa 5° gegenüber der Ausgangslage geneigt werden.

Für die Konstruktion werden außer den Rohren noch Bleche und Schmiedestücke herangezogen, die sämtlich aus einer Stahlsorte bestehen, die nicht nur eine hohe Festigkeit besitzt, sondern außerdem noch ohne große Vor- oder Nachwärmung ver-



Abb. 1. Der Bagger in Arbeitsstellung.

wendbar sein muß. Nach den englischen Vorschriften BS 968 standen dafür 2 Stähle mit nachstehender Zusammensetzung zur Verfügung.

	C, %	Si, %	Mn, %	Ni, %	Cr, %	S, %	P, %
a)	0,23	0,35	1,8	0,5	0,35	0,06	0,06
b)	0,23	0,35	0,80	0,5	0,80	0,06	0,06

Sie müssen bedingungsgemäß mit der größtmöglichen Elektrode und dem größtmöglichen Wärmeverbrauch verschweißt werden. Bei den nicht vermeidbaren Baustellenschweißungen hatten sich dabei jedoch Schwierigkeiten ergeben, so daß man zu einem Elektrostahl nachstehender Analyse griff.

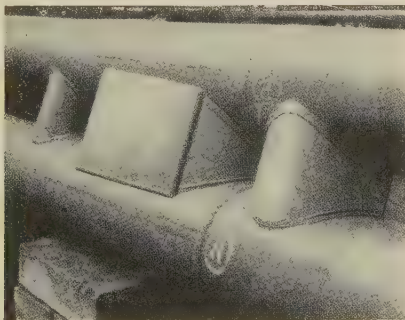


Abb. 2. Zwillingsgurt mit konischem Zwischenstück und Abstandhalter.

C, %	Si, %	Mn, %	Cr, %	Mo, %
0,20—0,25	0,10—0,20	0,60—0,70	0,60—0,70	0,20—0,30
Ni, %	Cu, %	P, %	S, %	
0,15 max	0,10 max	0,04 max	0,04 max	

Für Hauptträgerteile kommen nur nahtlose im Pilgerschrittverfahren gewalzte Rohre, für Verbände auch geschweißte Rohre zur Verwendung.

Bei den Lastpunkten und Gelenken wurden Schmiedestücke herangezogen, deren Ausgang unter einer 2000 t-hydraulischen Presse geschmiedete 20 t schwere Rohblöcke bilden. Sie werden autogen mit Sonderdüsen, die bis zu 1200 mm Dicke trennen können, auf Form geschnitten, normalisiert und auf das genaue Maß bearbeitet. Ein Beispiel dafür mit den angeschweißten Rohrstutzen zeigen die Abb. 4 und 5. Letztere stellt einen Anschluß von 5 Rohren an das Schmiedestück dar, bei dem die kreisrunde Form der Anschlußrohre in eine ovale übergeführt ist.

Der eigentliche Schweißvorgang wurde erst nach einer großen Anzahl von Versuchen festgelegt, wobei es sich zeigte, daß man vor dem Schweißen zwar vorteilhaft auf 160° C erhitzt, aber nicht mehr nachwärmen muß. Lediglich die Stumpfnähte der Rohre wurden mit Asbestplatten abgedeckt, um eine langsame Abkühlung des vorgewärmten Stahles auf die Außentemperatur zu erreichen.

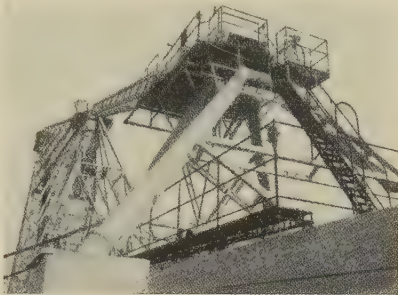


Abb. 3. Ansicht des „A-Trägers“ und Fachwerkverbindingsträgers.

Drei Elektroden — eine mit 0,5 % Mo und zwei mit niedrigerem Wasserstoffgehalt — standen für die Schweißung in der engeren Wahl. Versuche zeigen die Überlegenheit der 0,5 % Mo-Elektrode, weil die Schweißzone weicher und dehnfähiger war, die Schlacke leichter entfernt werden konnte und keine Risse in der Schweißung gefunden wurden.

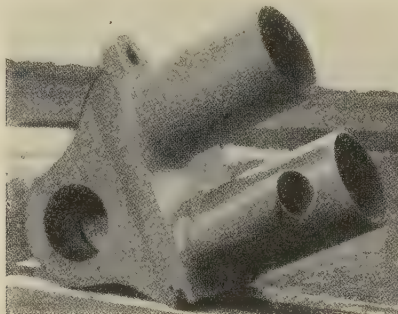


Abb. 4. Schmiedestück mit Rohrstutzen.

Die Werkstatt erhielt genaue Anweisung über den Ablauf der Arbeitsgänge:

- a) Vor dem Autogen-Schneiden müssen die Kanten auf mindestens 300° C erhitzt werden.
- b) Zum einwandfreien Schweißen der Stumpfnähte in den Rohren müssen unter den Schweißfugen Unterlagsringe angebracht werden. Sie bestehen aus einem Flachstahl 19.12, werden in das eine Rohr hineingeschoben und dort nach Vorwärmen geheftet. Anschließend wird das andere Rohrende mit einer verbleibenden Spaltbreite von 4—5 mm darübergestülpt. Vor dem Schweißen wird wieder vorgewärmt.

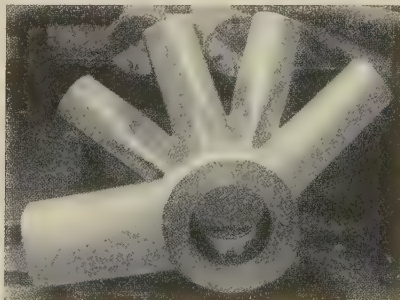


Abb. 5. Rohrende am Scheitelpunkt in ovaler und Kreuzform.

c) Werden Rohre an Schmiedestücke angeschweißt, so müssen letztere auf 200° C vorgewärmt werden, um den durch ihre große Masse auftretenden raschen Wärmeabfluß und die daraus entstehende Abschreckwirkung klein zu halten.

d) Haupt-, Zug- oder Druckglieder dürfen 12 m Länge nicht überschreiten. Sie müssen als Zwillingsgurte durch die Abstandhalter, soweit als vorgeschrieben, bereits verbunden sein.

e) Markierungen dürfen nur mit Farbe und nicht mit Schlagstempel erfolgen.

f) Stöße müssen einwandfrei durchgeschweißt sein.
g) Alle Schweißstellen sind gründlich zu entgraten und zu reinigen; Schweißwülste müssen entfernt werden.

Die für die Übergangskegel verwendeten Bleche waren 16 mm dick. Vor der Bearbeitung erhielten sie in Länge und Breite einen Zuschlag von je etwa 50 mm. Man hat sie vor dem Autogen-Schneiden auf 300° C vorgewärmt. Ein Problem war dabei die Vorkrümmung der zusammentreffenden Teile bei fortschreitendem Schneiden, das die Spaltweite veränderte. Durch Abwandlung der Schneidschablone ließ sich dies beheben. Die nach dem Schweißen meist auftretende unrunde Verformung des Kegels wird unter einer 250 t-Pressen behoben und er selbst für je 2,5 cm Blechdicke 1 Stunde lang auf 650° C spannungsfrei gegläht. Der Vorgang wird durch genaues Ablängen abgeschlossen. Manchmal zeigten sich erst nach der Wärmebehandlung Dopplungen. Auch diese Stücke wurden trotz ihrer vorgeschrittenen Bearbeitung verschrottet.

Nach dem Schweißen ergaben sich folgende Härtegrade nach Vickers:

Grundwerkstoff	143—165
Übergangszone	152—189
Schweißse	160—212

Die Baustellenarbeit zog sich über 18 Monate, in diesem Falle sogar über 2 Winter hin. Gesonderte Montagefundamente wurden aufgebaut und die Schweißstellen durch Unterstände vor ungünstigen Witterungseinflüssen geschützt. Abweichungen von der Geradlinigkeit der einzelnen Bauteile wurden bei einem Verhältnis von weniger als 1:1600 als ungefährlich hingenommen. Nach der Fertigstellung wurde die gesamte Stahlkonstruktion phosphatiert und darüber gestrichen.

Eine besondere Prüfungsbehörde führt die Untersuchungen aller Teile bezüglich Maßhaltigkeit der Bauteile und Konstruktionselemente sowie der chemischen Zusammensetzung der Materialien durch. Durchleuchtungen aller Stöße ergaben nur geringfügige Beanstandungen. [Nach Brit. Welding Journal 1 (1954) Nr. 5, S. 197.]

K. Latzin, Dortmund.

Die Verarbeitbarkeit von gerütteltem Beton.

Zwischen Wassergehalt, Kraftbedarf und Festigkeit von gerütteltem Beton bestehen enge Zusammenhänge. Das Verdichten durch Rütteln ist beendet, wenn keine Luftblasen mehr aufsteigen oder wenn ein in den Stromkreis des Rüttlers eingeschaltetes Wattmeter (Abb. 1) anzeigt, daß der Stromverbrauch ein Minimum erreicht hat.

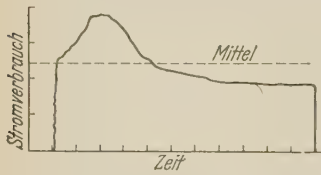


Abb. 1. Beziehung zwischen Stromverbrauch und Zeit.

zum Verdichten erforderliche Zeit in Abhängigkeit vom prozentualen Wassergehalt. Dieser die Verarbeitbarkeit kennzeichnende Wert, nämlich

$$\frac{\text{Wassergewicht} \times 100}{\text{Wassergew.} + \text{Zementgew.} + \text{Gew. d. Zuschl.}}$$

wurde statt des W/Z-Verhältnisses gewählt, weil bei W/Z = konst. sich der prozentuale Wassergehalt mit dem Zementgehalt ändert, also nicht als Maß für die Verarbeitbarkeit dienen kann. Die für zwei verschiedene Beschleunigungen 3 g und 5 g erhaltenen

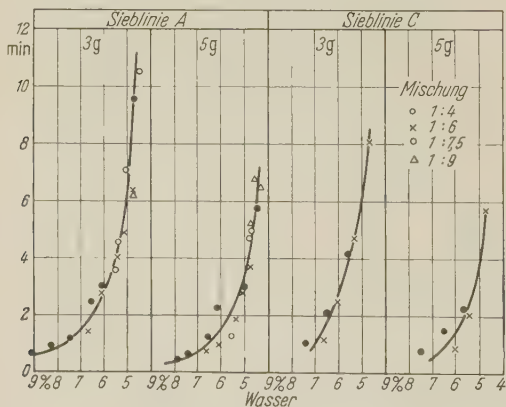


Abb. 2. Beziehung zwischen Rüttelzeit und Wassergehalt.

tenen Linien zeigen, wie die größere Beschleunigung die Rütteldauer abkürzt und wie mit der Verringerung des Wassergehalts unter ein gewisses Maß die Rüttelzeit schnell anwächst. Solche trockenen Mischungen haben wegen zu langer Rüttelzeit keine Bedeutung für die Praxis. Die mit den gerüttelten Mischungen erreichten Festigkeiten sind in Abb. 3 angegeben.

Durch weitere Versuchsreihen wurden die in Abb. 4 angegebenen geraden Linien erhalten, die den Kraftbedarf in Wattsekunden in Abhängigkeit von der Rüttelzeit darstellen. Dabei ist unterschieden, ob durchlaufend gerüttelt wird oder ob während des Rüttelns 1 oder 2 Pausen eingelegt werden. Die Einschaltung von Pausen vermindert den Kraftaufwand. Alle Mischungen, die die gleiche Rüttelzeit bei gleicher Beschleunigung und Frequenz erfordern, haben den gleichen Kraftbedarf unabhängig von Zementgehalt und Sieblinie der der Zuschläge. Die Neigung der geraden Linie Watt·sec/sec ergibt den durchschnittlichen Kraftbedarf beim Rütteln. Dieser ist für 1 kg Beton bei durchlaufendem Rütteln

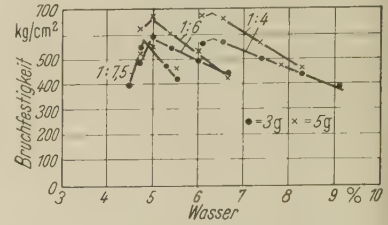


Abb. 3. Beziehung zwischen Bruchfestigkeit und Wassergehalt ($x = 3 \text{ g}$, $x = 5 \text{ g}$).

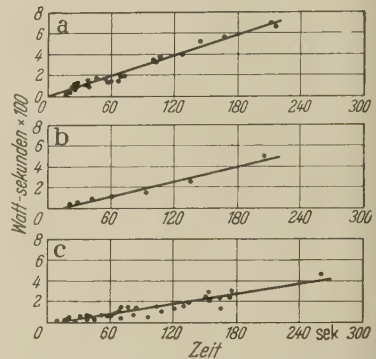


Abb. 4. Beziehung zwischen Zeit und Kraftverbrauch
a) Rütteln durchlaufend. b) Mit einer Pause. c) Mit zwei Pausen.

1,43 W, bei Einlegen einer Pause 1,04 W, bei Einlegen von 2 Pausen 0,75 W. Die Verhältniszahlen $1,04/1,43 = 0,72$ und $0,75/1,04$ sind gleich, was nicht als Zufall anzusehen ist.

Durch diese Zahlen kann das Gewicht des Betons bestimmt werden, das mit gegebener Beschleunigung gerüttelt werden kann, wenn der größte zur Verfügung stehende Stromverbrauch bekannt ist. Die Dauer des Rüttelns wird in der Praxis durch wirtschaftliche Forderungen bestimmt. Dadurch ergibt sich aus der Linie gemäß Abb. 2 der erforderliche prozentuale Wassergehalt. Soll eine gewünschte Festigkeit erreicht werden, so müssen Festigkeitslinien nach dem Muster der Abb. 3 durch Versuche ermittelt werden.

Beispiel a). Für einen Rütteltisch stehen höchstens 1200 Watt zur Verfügung. Der leere Tisch verbraucht beim Rütteln 500 W. Dann stehen für das Rütteln des Betons noch 700 W zur Verfügung. Nach Abb. 1 beträgt der höchste Kraftbedarf das 1,5fache des durchschnittlichen Bedarfs. Wird also durchlaufend gerüttelt, so braucht 1 kg Beton $1,5 \cdot 1,43 = 2,14 \text{ W}$, demnach können auf dem Tisch $700/2,14 = 327 \text{ kg}$ Beton gerüttelt werden.

Beispiel b). Wenn die Kurve in Abb. 2 für Sieblinie A und 5 g Beschleunigung in Betracht kommt und eine Rütteldauer von 3 Minuten als wirtschaftlich angesehen wird, so muß der Wassergehalt zu 5 % gewählt werden. Aus Abb. 3 ergibt sich, daß dann die größte Festigkeit mit der Mischung 1:6 erreicht wird. [Nach Mag. concrete research 5 (1954) Nr. 15 S. 127.]

Wilhelm Ihlenburg, Frankfurt/Main.

Grundlegende Probelastungen für eine Pfahlgründung in USA.

Im Staate Louisiana soll im Stromgebiet des Mississippi bei Morganza ein Stauwehr für Hochwasserschutz von rund 1200 m Länge nebst Überführungsbauwerken für Eisenbahn und Autostraße auf Pfählen gegründet werden. Die Gründung der zahlreichen Pfeiler auf je 27 Stahlbetonpfählen (Schrägpfehlen für Druck- und Zugkräfte, i. M. 2:1 geneigt) wurde zum Anlaß genommen, die Tragfähigkeit und damit den praktisch zulässigen Lastanteil des einzelnen Pfahles durch eine Reihe systematisch durchgeführter Probelastungen festzustellen. Der Untergrund — relativ gleichmäßig in dem fraglichen Gebiet — kommt diesem Bestreben, die Versuchsreihe für die Allgemeinheit aufschlußreich durchzuführen, entgegen: Eine zum Teil sehr plastische Kleischicht von gleichmäßiger Mächtigkeit

keit überlagert die tragfähigen Feinsande des Untergrundes. 9 m hohe Dammschüttungen nahe der Baustelle hatten sich 0,75 bis 1,5 m gesetzt, so daß für jedes Massivbauwerk hier eine Pfahlgründung unumgänglich schien. Die Rammtiefe wurde vorläufig mit rund 24 m festgelegt.

Zweck und Durchführung der Versuche sind bemerkenswert im Hinblick auf die energischen Bemühungen auch in Deutschland, Pfahlgründungen jeder Art theoretisch und praktisch zu durchleuchten [1]. Man will ihre Bemessung so weit wie möglich mit den konstruktiven Grundsätzen der übrigen Sparten im Grundbau bzw. Stahl- und Betonbau in Einklang bringen. Aus diesem Grunde verallgemeinerte man auch hier die Versuchsanordnung und sah z. B. davon ab, die Probepfähle schräg

des Pfahlkopfes, die elastische Verformung und die bleibende Setzung. Dazu ist in einer 4. Kurve die Last anteilig für die untere Sandschicht aufgetragen, indem man — einfachheits- halber, aber nicht ganz exakt — die Werte der für die nur im Klei steckenden Pfähle ermittelten Kurve von der Gesamt- setzungslinie „abzog“. Abb. 4 zeigt die entsprechenden Last- hebungslinien für die 6 Zugpfahlversuche. Die Bruchlasten für die beiden letzten Proben konnten wegen Überlastung der Meßapparatur nicht ganz erreicht werden.

Die sog. „Grenzlast“ sowohl für die Druckpfähle wie auch für die Zugpfähle war hier leicht festzustellen. Es zeigte sich übrigens gute Übereinstimmung in den Ergebnissen der fol- genden, wiederholt für den Fall vorgeschlagenen Ermittlungs-

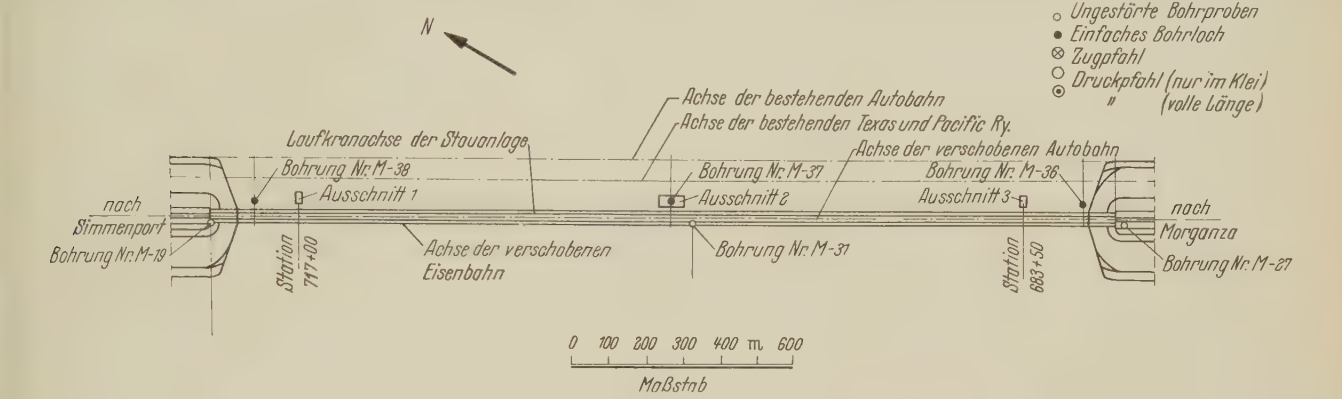


Abb. 1. Grundriß der Stauanlage.

zu schlagen. Die Abweichung von den wirklichen Verhältnissen unter den Bauwerken wurde zu nur 5 bis höchstens 15 v. H. eingeschätzt.

Da sich ferner der überlagernde Keilboden als leicht zusammendrückbar herausgestellt hatte, wollte man dessen Einfluß für den Druckpfahlversuch ausschalten, um Mantelreibung und Spitzenwiderstand allein in der unteren Sandschicht ermitteln zu können. Die 7 untersuchten Druckpfähle wurden daher paarweise geschlagen: Je einer auf volle Tiefe, um seine Tragfähigkeit insgesamt zu erfassen; der andere verblieb mit der Spitze oberhalb der Sandschicht, um die Mantelreibung im Klei gesondert messen zu können. Außerdem wurden 6 Zugpfähle gleicher Art gerammt, aber vor Ansatz der Zugkraftmessungen erst einmal der zu erwartenden Druckbeanspruchung ausgesetzt. Durch sorgfältiges Freischachten der Pfahlköpfe wurden etwaige schädliche Einflüsse an der Erdoberfläche oberhalb der „Meßstrecke“ in den durchfahrenen Schichten weitgehend ausgemerzt.

verfahren, daß die Grenzlast aus der Lastsenkungskurve nicht eindeutig abgelesen werden kann:

- a) Bestimmung der Last, die eine bleibende Setzung von 5 mm verursacht;
- b) Bestimmung der Last, die durch den Schnittpunkt der Tangente des anfänglichen flachen Astes mit der Tangente des späteren steilen Astes der Lastsetzungskurve angezeigt wird;
- c) Untersuchung der Last, von welcher an der gesamte Setzungszuwachs (relativ gesehen) den Lastzuwachs unverhältnismäßig stark überschreitet;
- d) Bestimmung der Last, von welcher an die Linie der bleibenden Setzung 4fach stärker geneigt ist als die der elastischen Verformung;
- e) Untersuchung der Last, von welcher an der Zuwachs an bleibender Setzung dei Lastzuwachs relativ stark überschreitet.

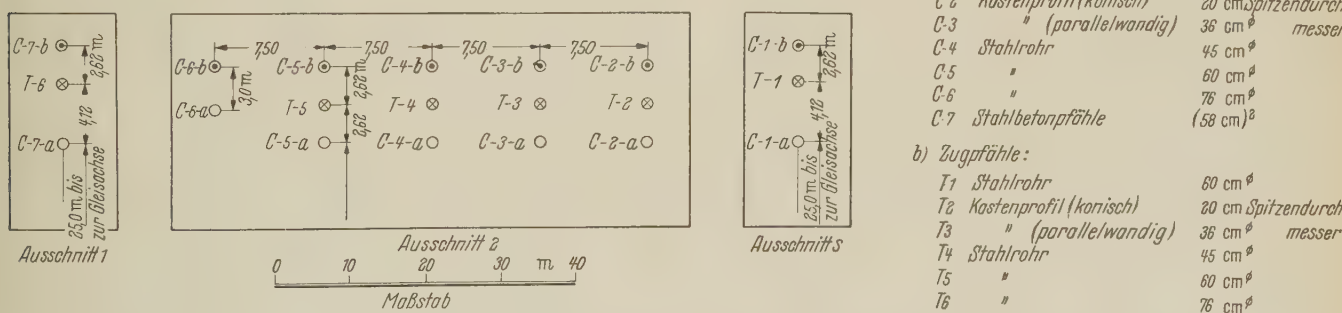


Abb. 2. Anordnung der Probepfähle (gegenüber Abb. 1 vergrößert).

Abb. 1 gibt die Situation in einem schematischen Grundriß wieder; Abb. 2 zeigt vergrößert die Lage der Probepfähle an den drei Meßstellen unter dem künftigen Wehrkörper. Die Zusammenstellung bringt die Daten der verwendeten Pfähle unter Bezugnahme auf diesen Rammplan. Die Druckversuche wurden mittels hydraulischer Presse unter Verwendung eines Gegengewichts von 400 t, bestehend aus Stahlbetonbalken und -quadern, unter Einschaltung genügend langer Wartezeiten für jede Last (bis zu 24 Stunden) in üblicher Weise mit mehrfachem Be- und Entlasten durchgeführt. Für die Zugversuche mußten jeweils 6 Hilfspfähle aus Holz beiderseits der Probepfähle geschlagen werden; die Versuche selbst wurden teilweise bis zu 7 Tagen für eine Probe ausgedehnt. Laststeigerung und Entlastung wurden allgemein nicht schneller als mit 1 t/min vorgenommen.

Abb. 3 zeigt die Lastsetzungskurven für die 7 Druckpfähle und enthält unter den jeweiligen Lasten die gesamte Setzung

Da die Ergebnisse für die genannten 5 Verfahren sich sinnvoll ergänzen und brauchbare Durchschnittswerte lieferten, verzichtete man auf andernorts empfohlene nur für kleinere Abmessungen und Lasten brauchbare Methoden und erklärte im Zweifelsfalle den Durchschnittswert der genannten 5 Verfahren zur Grenzlast.

Im Endergebnis konnte man nunmehr die Pfähle auf Grund der Probebelastungen dimensionieren:

- a) Für die Druckpfähle 50 cm $\varnothing$ mit 100 t Nutzlast. Damit besteht die Sicherheit 1,5fach gegen langsame Setzungen im Laufe der Zeit; 3fach gegen plötzliches Eindringen bei Erschütterungen oder unerwarteter Überlastung. Aus konstruktiven Gründen wurde der Achteckquerschnitt für die Länge bis zu 30 m, der quadratische Querschnitt für die Länge über 30 m gewählt.
- b) Für die Zugpfähle ergab sich, daß die zylindrischen Pfähle mit 50 cm mittlerem $\varnothing$ in einer Länge von 22,5 m be-

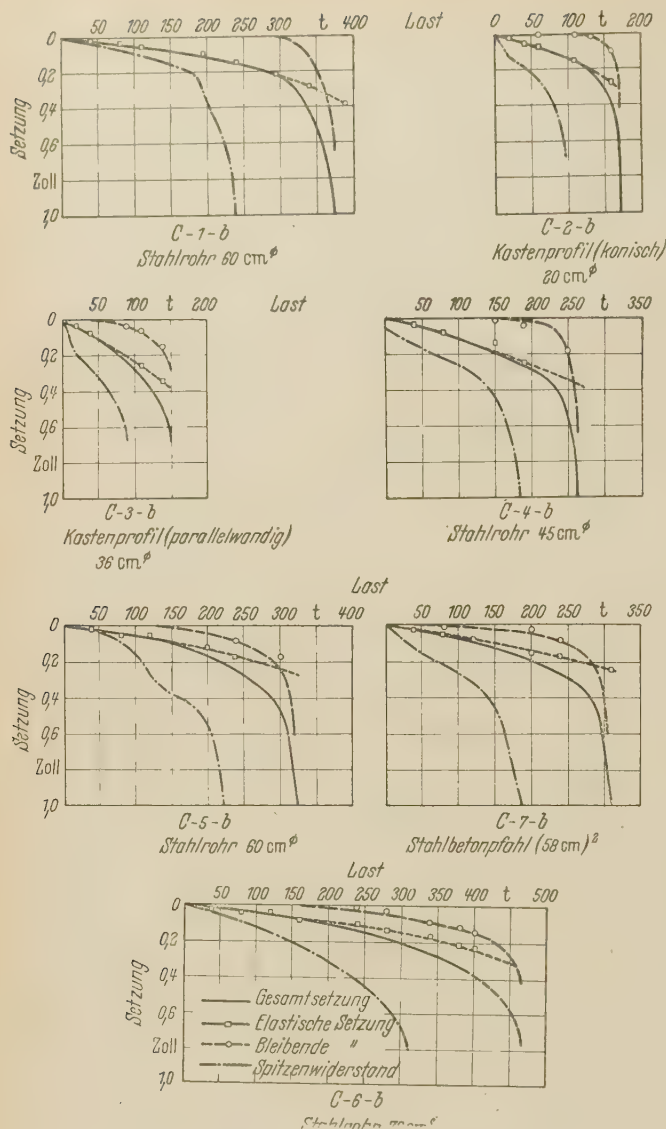


Abb. 3. Lastsetzungskurven der Druckpfähle C-1 bis C-7.
(Spitze im Sand.)

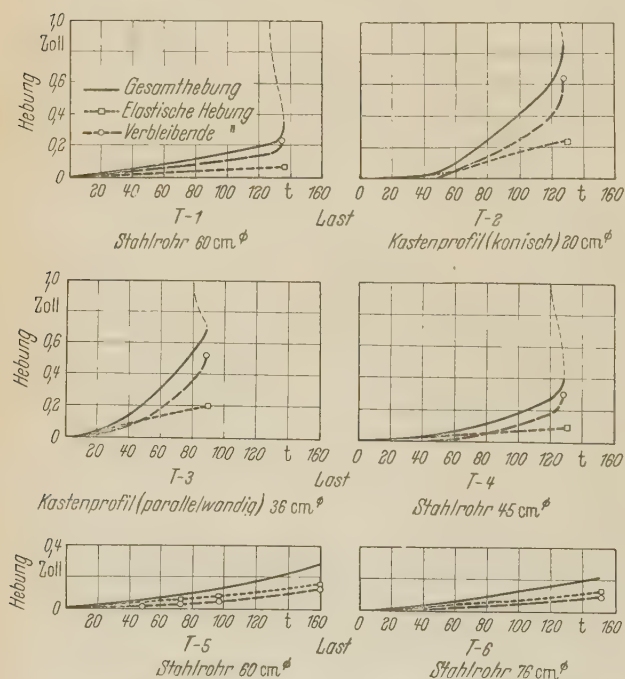


Abb. 4. Lasthebungskurve der Zugpfähle T-1 bis T-6.
(Spitze im Sand.)

reits die planmäßige Zugkraft von 25 t mit 4,5facher Sicherheit aufzunehmen in der Lage sind.

Angesichts einer zunächst im Labor durch dreiaxiale Scherversuche ermittelten durchschnittlichen Mantelreibung im Kleiboden von 3 t/m 2 , deren Vorhandensein von der Serie der nur im Klei steckenden Pfähle ausreichend bestätigt wurde, hätte man mit Pfählen von 65 bis 75 cm ϕ eine genügend tragfähige Gründung allein in dieser Schicht erreichen können.

Der Bericht bestätigt weiterhin eine gute Übereinstimmung der gefundenen Tragfähigkeit mit den von Terzaghi [2] und von Jaky [3] angegebenen Berechnungsformeln. Vor ihrer alleinigen Anwendung ohne bestätigende Probelastungen wird jedoch gewarnt. Der ebenfalls durchgeführte Vergleich mit einigen in Amerika gebräuchlichen Rammformeln zeigte dagegen deren Unzulänglichkeit sowohl im Hinblick auf die entwurfsmäßig angenommene, wie auch auf die durch obige Versuche erhaltene Tragfähigkeit. [Nach Proceedings Amer. Soc. Civil Eng. 79 (1953) Sep. No. 324.]

K. Förster, Hamburg.

Literatur.

1. Vgl. Schenk, Der Rammpfahl, Berlin 1951 und Menze, Beton- und Stahlbetonbau, 49 (1954) S. 79.
2. Terzaghi: „Soil Mechanics in Engineering Practice“ S. 176-177.
3. Jaky: In „On Bearing Capacity of Piles“ Second Int. Conf. on Soil Mech., Band 1, S. 102.

Baustoffuntersuchungen als Grundlage der Planung und Bauausführung von Flugplätzen.

Die Festigkeit und Lebensdauer von Flugplatzdecken ist weitgehend abhängig von den verwendeten Baustoffen und Herstellungsmethoden. Bei der anhaltenden Forderung nach Sicherheit und Wirtschaftlichkeit ergab sich daher in den letzten Jahren immer stärker die Notwendigkeit der Schaffung brauchbarer und zuverlässiger Planungsunterlagen hinsichtlich der verfügbaren Baustoffe. Über in diesem Zusammenhang vom „Corps of Engineers“ vorgeschlagene Versuche soll im folgenden kurz berichtet werden.

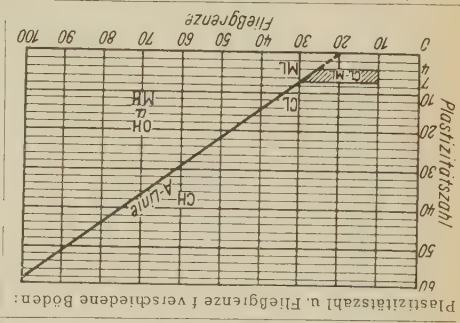
Einen ersten Überblick über die Bodenverhältnisse im Baugelände verschafft man sich durch Karten und Luftbildaufnahmen. Über die Bodenprofile und die Eigenschaften der verschiedenen Bodentypen geben Bohrungen von 1,2 m Tiefe oder mehr (wenigstens bis zur Frosttiefe) Aufschluß.

Die gebräuchliche Klassifikation der Böden ist in der Tabelle 1 angegeben. Die Gliederung in grob- und feinkörnige Böden entspricht der in Deutschland üblichen Unterscheidung von kohäsionslosen und bindigen Böden. Während bei den ersteren die Korngröße und der Anteil und die Eigenschaften des Feinkorns als Maß für die weitere Unterteilung gelten, unterteilt man die feinkörnigen Böden in Gruppen verschiedener plastischer Eigenschaften. Hauptmerkmale, die für die Brauchbarkeit der Böden (Tragfähigkeit, Verdichtungsfähigkeit, Entwässerungsmöglichkeit, Frostbeständigkeit usw.) entscheidend sind, enthält ebenfalls die Tabelle 1. Zur Bestimmung der optimalen Verdichtungswirkung hat man in Versuchsreihen die Beziehungen zwischen Bodenfeuchtigkeit, Dichte, Scher-

(Zu nebenstehender Tabelle.)

- ¹ Sieb Nr. 200 entspricht einer Maschenweite von 0,074 mm.
- ² Sieb Nr. 4 entspricht einer Maschenweite von 4,76 mm.
- ³ Die Bezeichnung D_{60} ist der Darstellung der Kornzusammensetzung durch Kornverteilungskurven entnommen. D_{60} = Grenzkorndurchmesser (60 % der Mischung ist kleiner und 40 % größer als dieser Grenzkorndurchmesser). C_u = Ungleichförmigkeitsgrad nach Hazen.
- ⁴ Der CBR-Wert (California Bearing Ratio) gibt ein relatives Maß der Tragfähigkeit an, das durch ein in den USA genormtes Verfahren bestimmt wird.
- ⁵ Ein breiig angerührter Kuchen wird getrocknet und zwischen den Fingern zerbröckelt; die Festigkeit ist ein Maß für den Anteil kolloidaler Bestandteile.
- ⁶ Eine feucht angemengte Bodenprobe wird in der offenen Hand gehalten und gegen die andere Hand geschlagen; die Schnelligkeit, mit der hierbei Wasser austritt und mit der die Probe beim Quetschen zwischen den Fingern steif wird, ist ein Maß für den Anteil feinen Materials.
- ⁷ Eine Probe wird so lange ausgerollt, zusammengekneten und wieder ausgerollt, bis sie bei einer Stärke von 3–4 mm krümelig wird. Anschließend wird die gleiche Probe so lange geknetet, bis sie wieder krümelt. Die Zähigkeit beim Ausrollen und die Steifigkeit beim Kneten geben ein Maß für den Anteil kolloidaler Bestandteile.
- ⁸ Bei der Bodenbeschreibung (ungestörter Böden) ist es zweckmäßig, Angaben über die Schichtung, Verdichtung, Verkitung, Feuchtigkeit, Entwässerungsmöglichkeit, typische oder ortsübliche Namen, ungefähre Prozentsätze von Sand und Kies, größtes Korn und Kornform, Oberflächenbeschaffenheit, Härte der groben Körner, Grad und Art der Plastizität, Farbe im feuchten und trockenen Zustand, Geruch usw. zu machen.

Grobe Unterteilung	Kurzbezeichnung	Bezeichnung	Anhaltspunkte für die Erkennung auf der Baustelle	Anhaltspunkte für die Erkennung bei Laboratoriumsversuchen	Eignung als Untergrund wenn keine Frostgefahr	Eignung als Basis für bitum. ohne Unterbau	Frostgefahr	Verdichtungs- und Auflockerungs-möglichkeit	Drainage-möglichkeiten	geeignete Verdichtungs-geräte	spezifisches Gewicht (trocken)	CBR-Wert ¹	Tragfähigkeit
Kies	GW	Kiessand mit stetiger Korngrößenabstufung, wenig feine Bestandteile	großer Korngrößenbereich mit wesentlichem Anteil aller Zwischenkörnungen	Bestimmung des % Ge-haltes an Kies u. Sand (D ₆₀ größer als 6, C _u - D ₁₀ (D ₃₀) ²)	sehr gut	gut	nicht bis sehr wenig	meistens nicht	sehr gut	Raupenfahrzeug Luftreifenwalze Glattwalze	2,00—2,24	60—80	21 u. mehr
		Kiessand mit unstetiger Korngrößenabstufung (Ausfallkörnungen), wenig feine Bestandteile	vornehmlich eine oder mehrere Korngrößen mit fehlenden Zwischenkörnungen	C _c = D ₁₀ × D ₆₀ zwischen 1 und 3	gut bis sehr gut	schlecht bis brauchbar	nicht bis sehr wenig	meistens nicht	sehr gut	Raupenfahrzeug Luftreifenwalze Glattwalze	1,76—2,08	25—60	21 u. mehr
	GM	schlammiger Kies und Kiessand-Schlamm-Gemische	feine Bestandteile ohne oder mit nur geringen plastischen Eigenschaften. (vgl. Boden ML)	Atterberg'sche Grenze unter der A-Linie; Plastizitätszahl kleiner als 4	gut bis sehr gut	brauchbar bis gut	wenig bis mittel	sehr wenig	genügend b. schlecht	Luftreifenwalze Schaufelwalze	2,08—2,32	40—80	21 u. mehr
	GC	toniger Kies und Kiessand-Ton-Gemische	feine Bestandteile mit plastischen Eigenschaften (vgl. Boden CL)	Atterberg'sche Grenze über der A-Linie; Plastizitätszahl größer als 4	gut	schlecht	wenig bis mittel	wenig	schlecht b. unzulängl.	Luftreifenwalze Schaufelwalze	1,92—2,24	20—40	14—21
Sand	SW	Sand und kiesiger Sand mit stetiger Korngrößenabstufung, wenig feine Bestandteile	großer Korngrößenbereich mit wesentlichem Anteil aller Zwischenkörnungen	12 % (Grenz-fälle) und mehr als 2 % (GM, GC, SM, SC) An-teilkörnung kleiner als Sieb Nr. 200 ¹	gut	schlecht	wenig bis mittel	wenig	schlecht b. unzulängl.	Luftreifenwalze Schaufelwalze	1,92—2,24	20—40	14—21
	SP	Sand und kiesiger Sand mit unstetiger Korngrößenabstufung, wenig feine Bestandteile (Ausfallkörnungen)	vornehmlich eine oder mehrere Korngrößen mit fehlenden Zwischenkörnungen	C _c = D ₁₀ × D ₆₀ größer als 4	gut	schlecht	nicht bis sehr wenig	meistens nicht	sehr gut	Raupenfahrzeug Luftreifenwalze	1,76—2,08	20—40	14—21
	SM	schlammiger Sand und Sand-Schlamm-Gemische	feine Bestandteile ohne oder mit nur geringen plastischen Eigenschaften. (vgl. Boden ML)	Atterberg'sche Grenze unter der A-Linie; Plastizitätszahl kleiner als 4	brauchbar bis gut	schlecht bis unbrauchbar	nicht bis sehr wenig	meistens nicht	sehr gut	Raupenfahrzeug Luftreifenwalze	1,60—1,92	10—25	14—21
	SC	toniger Sand und Sand-Ton-Gemische	feine Bestandteile mit plastischen Eigenschaften (vgl. Boden CL)	Atterberg'sche Grenze über der A-Linie; Plastizitätszahl größer als 7	gut	schlecht unbrauchbar bis gut	wenig bis viel	sehr wenig	genügend b. schlecht	Luftreifenwalze Schaufelwalze	1,92—2,16	20—40	14—21
Feinkörnige Böden	ML	anorganischer Schlamm, Feinsand, Gesteinsmehl, Schlammige oder tonige Eigenschaften	Zusammenhalt von Wasser beim Zerkleinern einer Probe u. Wasser-verlust beim Kneten ⁶	Auf-treten	brauchbar bis schlecht	unbrauchbar	mittel bis sehr hoch	wenig bis mittel	wenig bis genügend b. schlecht	Luftreifenwalze Schaufelwalze	1,60—2,00	5—15	7—14
		anorganischer Ton geringer oder mittlerer Plastizität, bis kieselhaltiger, sandiger und schlammiger Ton, Mager-ton	mittel bis sehr langsam	mittel	brauchbar bis schlecht	unbrauchbar	mittel bis hoch	mittel	unzu-länglich	Luftreifenwalze Schaufelwalze	1,60—2,00	5—15	7—14
	OL	anorganischer Schlamm und organischer Schlammiger Ton mit geringer Plastizität	wenig bis mittel	langsam	schlecht	unbrauchbar	mittel bis hoch	mittel bis hoch	schlecht	Luftreifenwalze Schaufelwalze	1,44—1,68	4—8	7—14
	MH	anorganischer Schlamm, gimmerhaltiger Feinsand Schlammböden	hoch	langsam	schlecht	unbrauchbar	mittel bis hoch	hoch	genügend b. schlecht	Schaufelwalze	1,28—1,60	4—8	7—14
	CH	anorganischer Ton hoher Plastizität, fetter Ton	bis sehr hoch	hoch	bis sehr hoch	unbrauchbar	mittel	hoch	unzu-länglich	Schaufelwalze	1,44—1,76	3—5	3,5—7
	OH	organischer Ton mittlerer bis hoher Plastizität, organischer Schlamm	mittel bis hoch	mittel bis hoch	schlecht bis sehr schlecht	unbrauchbar	mittel	hoch	unzu-länglich	Schaufelwalze	1,28—1,68	3—5	3,5—7
	PF	Torf und andere rein organische Böden	Erkennung an Farbe, Geruch, Struktur (schwammig oder faserig)	unbrauchbar	unbrauchbar	unbrauchbar	wenig	sehr hoch	genügend b. schlecht	keine Verdichtung	—	—	—



widerstand und Verdichtungskraft festgestellt. Im Verdichtungsversuch (eine Abwandlung der Proctor-Methode) wird die größtmögliche Lagerungsdichte bestimmt. Die „California Baering Ratio“ (CBR-Wert) gibt für verschiedene Bodenfeuchtigkeit und Dichte ein Maß für die Scherfestigkeit des Bodens an. Mit dem Gerät (Abb. 1) bestimmt man bei einem Druck von $0,73 \text{ kg/cm}^2$ die Bodensetzung unter einer Platte von $75 \text{ cm} \varnothing$ und definiert das Verhältnis vom Druck zur Setzung als „Bodenwiderstand“.

Von einer bituminösen Decke verlangt man, daß sie elastisch, wasserdicht und lastverteilend wirkt und somit den Unterbau vor der Einwirkung von Wasser und dem Verkehr schützt. Bei der Zusammenstellung der Mischung muß man auf die erzielbare Dauerhaftigkeit (abhängig von der Undurchdringlichkeit der Oberfläche, der Menge und Qualität des



Abb. 1. Gerät zur Bestimmung des Bodenwiderstandes auf der Baustelle.

Bindemittels und der Qualität der Zuschlagstoffe), Stabilität (abhängig von der Kohäsion des Bitumens und der inneren Reibung der verdichteten Mischung) und Oberflächenbeschaffenheit (Bindemittelgehalt darf nicht zu groß sein) achten. Die benötigten Materialien: grobe und feine Zuschlagstoffe, Füller und Bindemittel werden folgenden Versuchen unterworfen:

1. Bestimmung der Sieblinie (erfahrene Ingenieure können hieraus bereits auf die Brauchbarkeit des Materials und auf die erforderliche Bindemittel- und Füllermenge schließen).
2. Bestimmung des spezifischen Gewichts und Ermittlung des Porenraumes.
3. Bestimmung des Abriebes der Zuschlagstoffe beim Los Angeles Rattler-Test.
4. Bestimmung der Quellung bei Vorhandensein von Wasser.
5. Bestimmung der Haftfähigkeit verschiedener Bindemittelarten an verschiedenem Gestein.

Die bei diesen Versuchen als brauchbar erkannten Zuschlagstoffe werden nun in verschiedensten Zusammensetzungen weiter untersucht. Die Probemischungen werden in Formen von $10 \text{ cm} \varnothing$ wie im Bauwerk verdichtet und dann auf spez. Gewicht, Stabilität und Setzung untersucht. Der gesamte und der mit Bindemittel gefüllte Porenraum werden aus dem Raumgewicht und dem bekannten spez. Gewicht der Bestandteile und deren prozentualen Zusammensetzung berechnet. Die Ergebnisse all dieser Versuche werden über dem Bindemittelgehalt aufgetragen. An Hand dieser Versuche wird der optimale Bindemittelgehalt ausgewählt.

Betondecken müssen fest, dauerhaft und tragfähig sein. Wie bei den bituminösen Decken, so erstrecken sich auch hier die Versuche zunächst auf die Bestandteile und dann auf die zusammengesetzte Mischung des Betons.

Die Zuschlagstoffe, von denen man erwartet, daß sie sauber, hart, unverwittert und unbedeckt sind, werden durch Siebanalysen auf ihr spez. Gewicht, Bindemittelhaftung, Gesundheit (abwechselnde Behandlung mit Natrium- oder Magnesiumsulfat und Trocknen in einem Ofen — wichtig in Frostgebieten), organische Verunreinigungen (Kolorimeterversuch), Kornform (nicht mehr als 20 % Spieße und Platten), weiche Bestandteile, Abriebfestigkeit (Los Angeles Rattler-Test) und mineralogische Eigenschaften (Struktur und Vorhandensein chemisch reagierender Stoffe) untersucht. Das Anmachwasser muß frei von Ölen, Säuren, Basen, Salzen, organischen Bestandteilen und anderen schädlichen Substanzen sein. Zement, Zusatzmittel usw. werden vom Herstellerwerk mit bekannten Eigenschaften angeliefert, so daß Versuche sich erübrigen.

Die optimale Mischungszusammensetzung aus den verfügbaren Stoffen wird in Laborversuchen ermittelt. Als Hauptcharakteristikum einer Mischung gilt der Wasserzementfaktor. Die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe (3 Körnungen) und der zur Erzielung der gewünschten Verarbeitung erforderliche Wasserzusatz werden durch Probemischungen ermittelt. Nach ungefähre Bestimmung der erreichbaren Festigkeiten werden Ver-

suchsreihen mit verschiedenen Wasserzementfaktoren durchgeführt. Aus jeder Mischung werden 3 oder mehr genormte Balken $174 \cdot 174 \cdot 915 \text{ mm}$ hergestellt. Jeder Balken wird bei Auflagerentfernungen von 457 mm 2mal auf Biegefestigkeit untersucht. Einen typischen Fall von Abhängigkeit der Festigkeit vom Wasserzementfaktor zeigt Abb. 2. Für die Bauausführung legt man den zur gewünschten Festigkeit aus dieser Kurve abgegriffenen Wasserzementfaktor zugrunde. Die vorgenannten Versuche werden auch bei dem besonders für Frostgebiete geeigneten Luftporenbeton ausgeführt.

Nach diesen bisher erwähnten für die Planung ausgeführten Untersuchungen werden nun während der Bauausführung ständig Kontrollversuche durchgeführt, die mit den Vorversuchen verglichen werden und evtl. Umdispositionen erforderlich machen. So bestimmt man bei den Erarbeiten die Korngrößen, Verteilung, Plastizität, Feuchtigkeit und die maximal mögliche und erreichte Verdichtung. Bei Inbetriebnahme einer Schwarzdecken-Aufbereitungsanlage werden von den ersten 4 Mischungen Proben entnommen, deren Mittelwerte mit den Ergebnissen der Vorversuche übereinstimmen müssen. Bis diese Bestätigung vorliegt, wird die Anlage stillgesetzt. Nach dem endgültigen Anlauf der Anlage nimmt man nur von etwa jeder 10. Mischung Proben. Der Bindemittelgehalt und die Sieblinie der Zuschlagstoffe wird nur einmal täglich festgestellt. Das Bindemittel selbst wird bei jeder Neuanlieferung untersucht. Die erreichte Deckenfestigkeit wird an je 2 Deckenstücken von wenigstens $15 \cdot 15 \text{ cm}$ untersucht. Zur Bestimmung von Stabilität und Setzung genügen 3 Kerne von 10 cm Durchmesser. Diese Proben werden in Abständen von etwa $30\text{—}35 \text{ m}$ in Deckenmitte und am Rande entnommen. Sie werden in der Berührungsfläche zwischen Binder- und Deckschicht aufgetrennt und jedes Teil für sich untersucht. Die auf der Baustelle erreichte Verdichtung soll bei der Binderschicht wenigstens 92 % und bei der Deckschicht 98 % der Laborwerte erreichen.

Auf Betondeckenbaustellen müssen ständig Versuche durchgeführt werden. Die Zuschlagstoff-Sieblinie wird laufend kontrolliert, wobei besonders auf die feinen Bestandteile geachtet wird. Der Wassergehalt der Zuschlagstoffe wird wenigstens 2mal täglich festgestellt. Der Kegelversuch wird immer dann durchgeführt, wenn sich Anzeichen einer Konsistenzänderung bemerkbar machen, oder wenn die Zuschlagstoffe sich ändern,

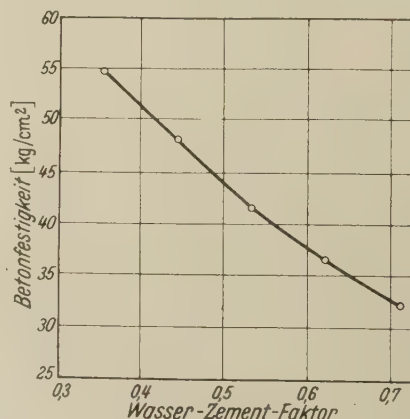


Abb. 2. Betonfestigkeit in Abhängigkeit vom Wasserzementfaktor.

wenigsten aber 2mal täglich, davon 1mal bei Arbeitsbeginn. Um Vergleiche zwischen der Decke und den Probekörpern der Laborversuche ziehen zu können, werden fortlaufend Probekörper hergestellt, die in der Nachbehandlung teilweise den Labor- und teilweise den Baustellenbedingungen unterworfen werden. Anfangs werden diese Probeserien einmal von je 20 bis 25 m^3 entnommen. Unterschreitungen der gewünschten Festigkeiten von 4 % sind noch zulässig. Wenn erwiesen ist, daß die Decke tatsächlich die gewünschten Eigenschaften besitzt, genügt eine Kontrolle auf je 230 m^3 .

Darüber hinaus bemüht man sich bei der Planung von Flugplätzen aus bereits bestehenden, dem Verkehr und Wetter ausgesetzten Decken Proben zu entnehmen und hieraus Planungsgrundlagen für die Neubauten abzuleiten.

Alle diese Erfahrungswerte werden seit einiger Zeit gesammelt und für Forschungszwecke und als Planungsunterlagen benutzt. Das sich so mehrende Erfahrungsmaterial trägt entscheidend zur Entwicklung wirtschaftlicher Flugplatzbefeestigungen bei. [Nach Cl. J. Chunn und Fr. M. Bell, Proc. Amer. Soc. Civil Eng. 80 (1954) Sep. Nr. 418.]

Dr.-Ing. Paul Wolff, Dortmund.



BRÜCKEN

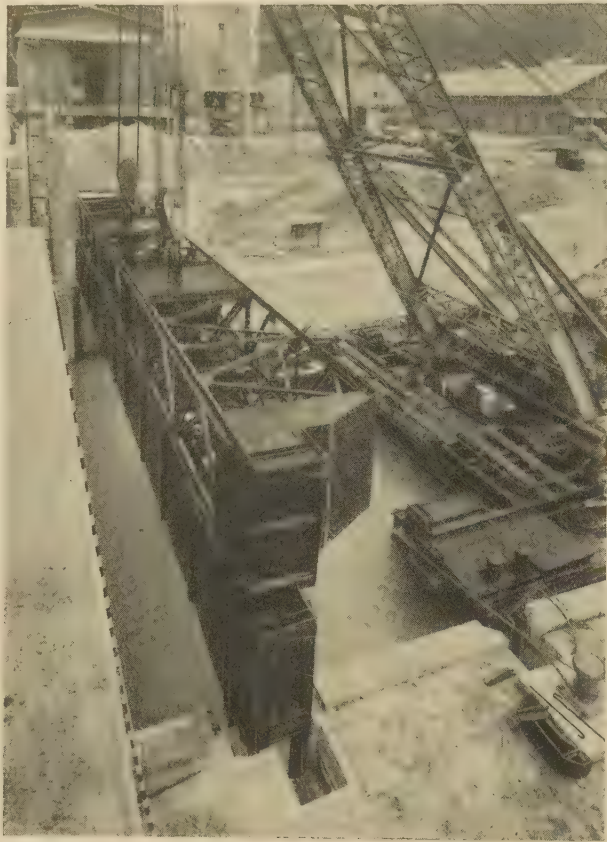
DEM LANDSCHAFTSBILD ANGEPASST
LEICHT UND ZUVERLÄSSIG
FORMSCHÖN GESTALTET
BIS INS DETAIL



**SIEGENER AKT.-GES.
GEISWEID / WESTF.**



**L
MG**
EIMERBAGGER SAUGEBAGGER
ORENSTEIN-KOPPEL UND
LÜBECKER MASCHINENBAU A.G. LÜBECK



Wagner-Biró

Wien Aktiengesellschaft Graz

Stahlwasserbau

Wehranlagen aller Systeme

Hydraulisch-automatische und elektrisch-
automatische Wehr- und Regulierverschlüsse

Ober- und Unterwasserarmaturen
für alle Wasserkraftanlagen

Wasserschloßausrüstungen mit automatischen
Schnellschlußorganen

Fahrbare und ortsfeste Rechenreinigungsmaschinen

Einsetzen der Dammbalken
beim Donaukraftwerk Jochenstein

Zentrale: Wien V, Margaretenstraße 70

PFAHL-GRÜNDUNG

System Brechtel



Johannes Brechtel, Ludwigshafen am Rhein

Fernsprecher 5 28 28/29, 6 28 20

Zweigbüro:

München 23, Birkenfeldstr. 4, Telefon 33 252

Hamburg-Harburg, Wattenbergstr. 18a, Telefon 77 53 77

Bremen 1, Heidelberger Str. 15, Telefon 49 01 50

Linde

DRUCKLUFT-WERKZEUGE

FÜR BAUARBEITEN



AUFREISSHAMMER

SPATENHAMMER

STAMPFER

PRESSLUFTSCHLÄUCHE

UND ARMATUREN

GESELLSCHAFT FÜR LINDE'S EISMASCHINEN
AKTIENGESELLSCHAFT

ZWEIGNIEDERLASSUNG MASCHINENFABRIK SORTH
SÜRTH/RHEIN

Das dritthöchste Bauwerk der Welt steht in Grönland.

Es handelt sich um den 1952 errichteten Funkturm von 369,66 m Höhe der Flugzeugbasis in Thule auf Grönland, dessen Höhe nur noch von dem Funkturm von rd. 371,5 m in Forestport-NY (USA.) und von dem Empire-State-Building mit 448,96 m in New-York übertroffen wird.

Der Querschnitt des Turmes (Abb. 1) ist ein gleichseitiges Dreieck mit einer Pfostenentfernung von 4,575 m. Von den unteren 15,25 m an verjüngt sich dieser Abstand nach unten auf rd. 0,69 m. Hier sind die 3 Pfosten mit ihren Flanschen durch Bolzen mit einem Stahlfußkörper verbunden, der die Last von rd. 1040 t aus den Pfosten auf einen 2. Stahlfußkörper überträgt. Die aus Abb. 2 ersichtlichen 2 Reihen von Isolatoren sollen später durch einen einzigen Isolator ersetzt werden. Die Eckpfosten des Turmes bestehen aus Rohren von 203 bis 216 mm $\varnothing$, nur die Pfosten in den 3 obersten Feldern sind Rohre von 127 bis 102 mm $\varnothing$. Die Feldweite, d. h. der Höhenabstand der waagrechten Verbände, beträgt im allgemeinen 7,32 m. Die Verbindung der Rohre geschieht in jedem 2. Feld oberhalb der waagrechten Verbände durch vergütete Bolzen mit 5450 kg/cm² Fließgrenze. Die Ausfuchung der Felder erfolgt durch waagrecht liegende Streben aus je 2 Winkelstählen und aus kreuzweise angeordneten Diagonalen, bestehend aus Zugstangen mit Spannschloß. Nur an den Angriffspunkten der Abspannseile sind rd. 1,5 m hohe Gitterträger aus Winkelisenpaaren ausgeführt. Die unterste Abspannung greift in rd. 90 m über Oberkante des Isolators an, die mittlere liegt rd. 110 m höher und die oberste weitere 117 m. Die überkragende Spitze ist rd. 49,4 m lang.

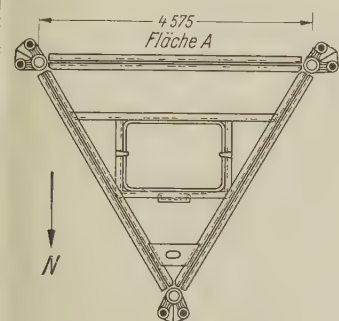


Abb. 1. Querschnitt an den mittleren Abstopfseilen.

eingebaut, während vor der Befestigung am Turm 4 Isolatoren und zwischen beiden Befestigungspunkten weitere 3—4 Isolatoren angeordnet sind. Die inneren Ankerblöcke für die unteren Abfangseile liegen in etwa 166 m vom Turmmittelpunkt, während die mittleren und oberen Abfangseile gemeinsame Ankerblöcke im Abstand von rd. 322—328 m je nach Geländebeschaffenheit bei gleichem Neigungswinkel jeder Gruppe der Seile haben.

Die inneren Ankerblöcke aus Beton haben eine Grundfläche von rd. 5,0 × 5,0 m und sind 3,05 m tief, während die äußeren eine Grundfläche von 6,72 × 6,72 m bei gleicher Tiefe haben. Die Bodenpressung unter dem Turmfundament beträgt rd. 1,64 kg/cm², die unter den Ankerblöcken rd. 1,1 kg/cm². Die Sicherheit gegen Gleiten der Ankerblöcke infolge waagrecht Kräfte ist 1,33fach ohne Berücksichtigung des passiven Erddruckes.

Im Turm ist ein Aufzug mit 10 Haltestellen für Untersuchungen und Unterhaltung des Turmes angebracht. Die unterste Plattform liegt rd. 23,5 m über Terrain (siehe Pfeil in Abb. 4) und ist durch eine wegnehmbare, hölzerne Leiter bis zum Maschinenhaus zugänglich. Die Steighöhe des Aufzuges, dessen Stahlkabine bequem 4 Personen befördern kann, beträgt 334 m. Der Antrieb erfolgt durch einen 15-PS-Motor. Telefonische Verbindung besteht zwischen dem Aufzugs-maschinen und jeder Plattform, aber nicht mit der Kabine. Signallichter sind in Höhenabständen von rd. 73 m, Warnlichter dazwischen eingebaut.

Der Turm ist für einen Winddruck von 282 kg/m² auf runde Flächen und 360 kg/m² auf ebene Flächen berechnet. Bei diesem Winddruck bewegt sich die Turmspitze etwa 2,75 m außer Lot.

Neben dem Bau des Turmes war die Konstruktion der Gründung in dem Boden mit Dauerfrost das größte Problem. Entweder muß in diesen Breitengraden damit gerechnet werden, daß ein thermisches Gleichgewicht erreicht wird oder daß der Dauerfrostopiegel zurückweichen kann. Hier in Thule wurde die erste Ausnahme gemacht. Durch mehrere Schürfgaben wurde in dem Gelände ein ziemlich gleichmäßiger Bo-

den aus sehr schlammigem Sand von geringer Dichtigkeit mit 30—50 v. H. Eis in Form von Linsen festgestellt, der nach dem Auftauen für das Bauwerk nur eine ungenügende Tragfähigkeit aufwies. Es war also notwendig, den Boden für die Gründung im Dauerfrostzustand zu erhalten. Um dieses zu erreichen, wurde im Winter bis 1,8 m unter der Gründungs-sole der Betonblöcke ausgeschachtet und die Grube bis dahin mit frostsicherem Sand und Kies aufgefüllt, der dann die Temperatur des umgebenden Bodens annahm. Über diese Isolierschicht wurden dann die Betonklötze hergestellt, die in

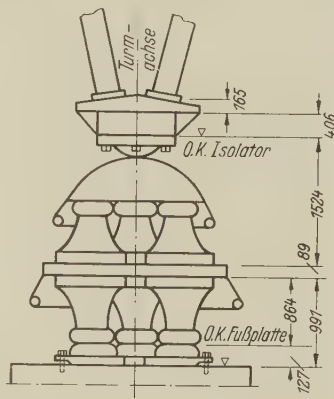


Abb. 2. Ansicht der unteren Isolatoren.

der ersten Woche nach dem Vergießen sich 130—200 mm setzten. Nach etwa 6 Wochen waren die Setzungen beendet. Die Lufttemperatur schwankte während dieser Zeit um den Gefrierpunkt, so daß das entstehende Schmelzwasser an den Seiten der Grube bis in das Hinterfüllungsmaterial dringen konnte. Die Abbinde- und Eigenwärme des Betons, der bei +13° eingebracht wurde, taten noch ein übriges, um das gefrorene Material zum Schmelzen zu bringen und unter dem Gewicht des Betonblocks den Boden zusammenzudrücken und einen Gleichgewichtszustand zu schaffen für die Montage des Turmes im



Abb. 3. Anschluß der Seile vor den Ankerblöcken.

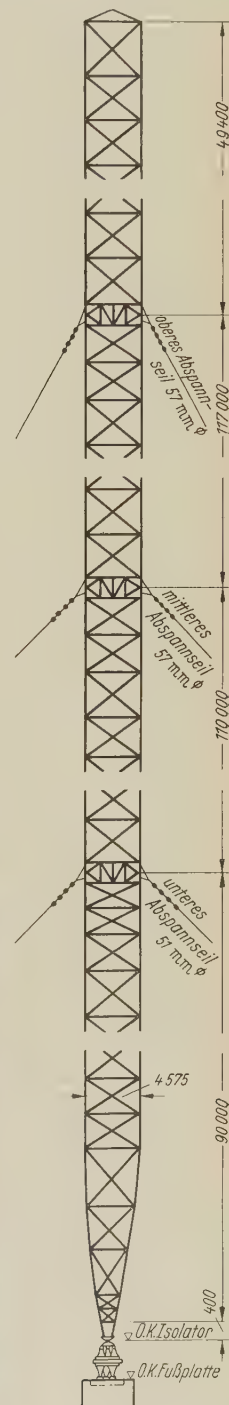


Abb. 4. Ansichtsfeld A des Turmes.

Sommer. Das Aufstellen der Stahlkonstruktion des Turmes begann am 8. Juli 1952 mit dem Verlegen der 100 mm dicken sechseckigen Fußplatte aus Stahl von 4,46 m² Fläche, die mittels Bolzen an 2 Trägern aufgehängt war und durch hydraulische Winden herabgelassen wurde. Nach dem Ausrichten, das dadurch leicht und sicher geschah, erfolgte das Vergießen mit Beton. Am 12. Juli wurde mit dem Aufstellen des Turmes in 2 Schichten begonnen, und am 13. Juli war am

Ende der 2. Schicht bereits eine Höhe von 30 m erreicht. Die beiden Montagekolonnen bestanden aus Montageleiter, 2 Monteuren, 2 Maschinisten, 18 Stahlbauarbeitern und 4 Traktorenführern, anfangs auch noch 2 Kranführern. Bis zum 17. Juli dauerte jede Arbeitsschicht 10 Stunden, später 11 Stunden. Da die Sonne unter diesen Breiten zu dieser Jahreszeit nicht

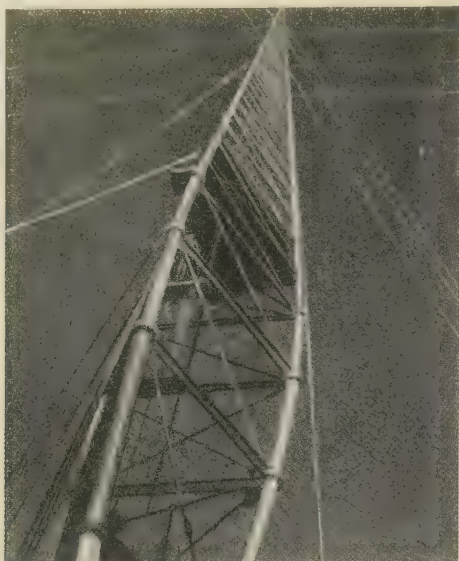


Abb. 5. Teilansicht des fertigen Turmes.

untergeht, arbeiteten beide Kolonnen praktisch bei Tageslicht. Zum Aufstellen des Turmfußes von 30 m Höhe wurde ein Kran mit einem 38 m langen Auslegearm außerhalb des Turmes benutzt. Der ganze übrige Teil des Turmes wurde vom Turminnen aus mittels eines 35 m langen Kletter-Montagemastes errichtet, der nach der Aufstellung von 3 Feldern je 7,3 m entsprechend nach oben gezogen wurde. Am 3. August war das oberste Feld errichtet und eine Sicherheitslampe für Flugzeuge gesetzt. Die Arbeiter wurden vom Fußboden zu ihrer jeweiligen Arbeitsstelle auf einem länglichen Ball sitzend mittels einer Winde emporgehievt.

Am 4. August wurde der Turm in 3 Arbeitsschichten ausgerichtet und ins Lot gebracht.

[Nach Civ. Engin. 24 (1954), S. 381.]

Albert Dürbeck, Berlin-Konradshöhe.

Vorgespannter Wasserhochbehälter in Dallas (USA).

In Dallas, Texas (USA) ist vor kurzem ein Wasserturm in Dienst gestellt worden, der in mancherlei Hinsicht bemerkenswert ist (Abb. 1).

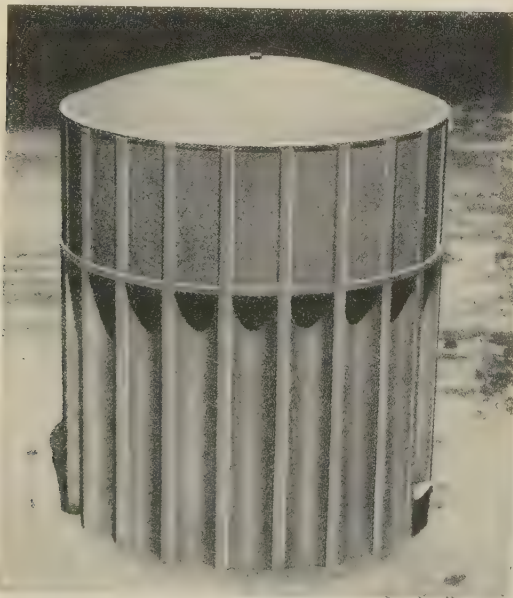


Abb. 1.

Der 7,570 m³ fassende Wasserbehälter ruht auf einem 25,40 m hohen Unterbau, der aus vier konzentrisch angeordneten Stahlbetonzylindern besteht. Deren nur 15 cm dicke Wände sind auf den anstehenden Fels gegründet und wurden mit Hilfe einer hydraulisch betriebenen Gleitschaltung gleichzeitig in 126 Stunden hergestellt. Die Leistung betrug demnach 20 cm/Std., wobei 8,5 m³ Beton und rd. ½ t Stahl eingebaut wurden. Der äußere Zylinder hat einen wellig profilierten Grundriß erhalten, der dem Turm ein leichteres Aussehen verleiht (Abb. 2). Der eigentliche Wasserbehälter hat einen Innendurchmesser von 30 m und eine Höhe von 10,65 m. Seine Sohle ist eine über die Ringwände des Unterbaues gespannte, 61 cm dicke Stahlbetonplatte. Für die Decke wurde eine Kuppelschale von 10 cm Dicke gewählt. Ihr Fußring ist ebenso wie die Behälterwand nach dem bekannten Verfahren der Preload Company durch Umwicklung mit Stahldraht vorgespannt worden. Außerdem wurde der Wand eine axiale Vorspannung von 19,5 t/m Umfang erteilt und hierzu lotrecht eingebaute Spannstäbe von 22 mm Durchmesser verwendet, die nachträglich ausgepreßt wurden. Um Anschlußmomente in der Wand an Sohle und Kuppel zu vermeiden, wurden diese Anschlüsse beweglich gestaltet. Der Zylinder wurde auf zwei Gummistreifen von je 4,5 cm Breite und 16 mm Dicke gestellt, zwischen denen zur Dichtung ein lotrechtes Gummi-

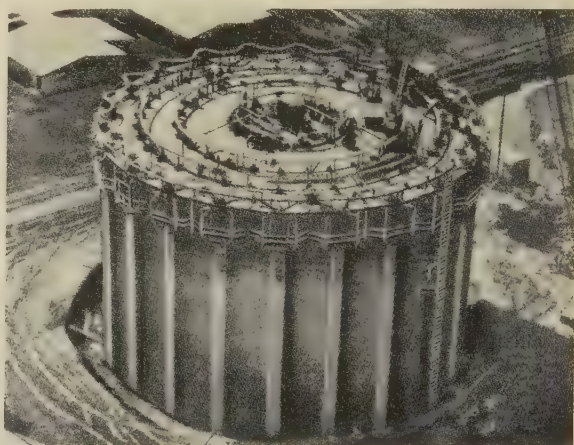


Abb. 2.

band von der Form des bei uns bekannten Sika-Fugenbandes eingebaut wurde. Unter dem Auflager des Kuppelringes ist zu demselben Zweck ein 20 cm breites und 16 mm starkes Gummiband eingelegt worden. Entsprechend dem nach oben abnehmenden Wasserdruck wurde die Vorspannung des Zylinders am Fuß zu 228 t/m und am oberen Rand zu 2,6 t/m bemessen; der Zugring der Kuppel erhielt eine Vorspannung von 108 t.

Der Zugang zum Behälter erfolgt über eine Leiter, die im Behälterinnern in einem die Behältersohle durchdringenden Stahlbetonrohr geführt ist. [Nach Eng. News-Record 153 (1954) Nr. 18, S. 24].

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf.

Rutschgefahr bei Nässe.

Durch Schlüpfrigkeit der Straßendecken können Unfälle entstehen. In der einschlägigen Literatur wird über Messungen der Haftreibungsbeiwerte der verschiedenen Deckenarten, über die Wirkung des Tropföls und das Schwitzen bituminöser Decken und über das Verhalten der verschiedenen Arten der Oberfläche von Betondecken berichtet. Es ist jedoch kaum etwas über das Abschleifen der Zuschlagstoffe und des Füllers bei Zementbetondecken und bituminösen Decken zu finden.

Bei Betondecken hat die Erfahrung gezeigt, daß gewisse Kalksteine in grober oder feiner Körnung in der Oberfläche unter dem Verkehr glatt poliert und bei Nässe schlüpfrig werden. Die gleiche Erscheinung tritt bei bituminösen Decken auf. Sie ist allerdings hier nicht so leicht zu erkennen, da andere Faktoren, z. B. das Schwitzen, mitwirken.

C. E. Larson berichtet über vergleichende Untersuchungen benachbarter Betondecken auf der Bundesstraße 422 in Pennsylvania, von denen die eine Kalkstein, die andere Silicat-Sand als Zuschlagstoffe enthielt. Bei Trockenheit zeigten beide den gleichen Reibungsbeiwert. Bei Nässe waren die Bremswege auf dem Beton mit Kalkstein doppelt so groß.

Es hat sich weiter gezeigt, daß Kalkstein als Zuschlag zum Beton besonders in der Nähe von Verkehrssignalen infolge der Geschwindigkeitswechsel der Fahrzeuge sehr schnell zu Glätte und Schlüpfrigkeit der Decke führt.

In den Gebieten, in denen eine beträchtliche Glätte auf bituminösen Decken durch Abschleifen festgestellt wurde, herrscht Kalkstein vor.

Zur Feststellung der Anfangsrauigkeit von Straßendecken sind sehr viel Untersuchungen durchgeführt worden, die sich auf die Herstellungsmethoden bei Zementbeton und auf den Einfluß der Kornform und der Lagerungsdichte bei bituminösen Decken erstrecken. Nur im Laboratorium des Büros of Public Roads hat man den Einfluß der Art des Gesteinsmaterials auf die Bildung glatter Oberflächen untersucht. Bei Verwendung von Kalkstein muß ein bestimmter Anteil an Silicatsand zugesetzt werden, um die Griffigkeit zu gewährleisten. Mit Hilfe des Schleppgerätes von Prof. R. Moyer könne der Glättegrad von Straßendecken am besten gemessen werden. Es ist im Highway Research Board Bulletin Nr. 37 in dem Aufsatz „Rauigkeit und Bremswiderstand“ beschrieben.

C. E. Larson empfiehlt, die Straßendecken durch Wahl des richtigen Gesteinsmaterials so zu gestalten, daß die verkehrgefährliche Glätte infolge des Abriebes unter dem Verkehr vermieden wird. [Nach C. E. Larson, Engineering News-Record, 151 (1953) Nr. 18 S. 45.]

J. Schlums, Hannover.

Beanspruchung von Flugplatzbefestigungen durch Düsenflugzeuge

Mit dem Entstehen der Düsenflugzeuge ergaben sich für den Flugplatzdeckenbau eine Reihe neuer Probleme, die in erster Linie in den hohen Temperaturen und Geschwindigkeiten des Düsenstromes sowie in der Aggressivität der nicht flüchtigen Treibstoffe begründet lagen.

Auf bestehenden Flugplätzen zeigten sich beim Einsatz von Düsenflugzeugen ausgedehnte Schäden, besonders an Schwarzdecken, während die Betondecken bei normalen Beanspruchungen weniger anfällig waren. In der Nähe der Fugen der Betonplatten blätterten diese ab. Die bisher verwendeten Fugenvergüßmassen erwiesen sich als völlig ungeeignet. Sie wurden durch Brennstofflachen sehr schnell aufgeweicht und durch den heißen Düsenstrom aus den Fugen herausgeblasen. Versuche, die Fugenvergüßmasse durch Farbüberstriche oder Zement-schlempe zu schützen blieben erfolglos. Bei den quer zum Düsenstrom verlaufenden Fugen konnte dadurch eine Verbesserung erzielt werden, daß man die Fugen nur bis 10 mm unterhalb der Deckenoberfläche füllte. Der sich in den dadurch gebildeten Rinnen bald ansammelnde Brennstoff förderte allerdings wieder die Zersetzung. Schwarzdecken wurden durch die Temperatureinwirkung zunächst klebrig und weichten dann auf und schmolzen, so daß stellenweise Zuschlagstoffgemisch bloßlag. Bei Betondecken mit einer Asphalt-Deckschicht wurde diese durch den Düsenstrom völlig abgetragen. Decken mit rauher und poriger Oberfläche erwiesen sich als anfälliger gegen den Düsenstrom und auch gegen Brennstoffeinwirkung als glatte. Alte durch den Verkehr nachverdichtete Decken waren widerstandsfähiger als neue.

Um sich über die Einflüsse der verschiedenen Faktoren einen besseren Überblick zu verschaffen, führte man in England eine Reihe von Versuchen durch, deren wichtigste Erkenntnisse sich wie folgt zusammenfassen lassen:

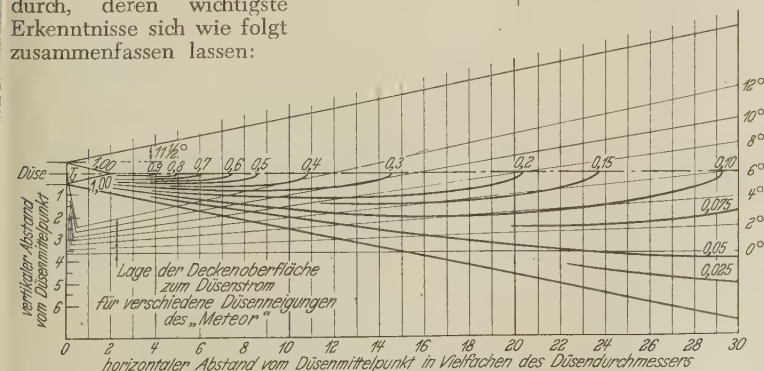


Abb. 1. Temperaturverteilung eines Düsenstromes in der Größe $(T - T_0)/(T_d - T_0)$.

T = absolute Temperatur eines Punktes.
 T_d = Temperatur in Düsenmitte.
 T_0 = Lufttemperatur.

Um die Temperaturen eines Düsenstromes allgemeingültig festzulegen, entwickelte man auf Grund von Versuchsmessungen die in der Abb. 1 wiedergegebene Temperaturverteilung. Der Wert $(T - T_0)/(T_d - T_0)$ ist in Abhängigkeit vom horizontalen und vertikalen Abstand des betrachteten Punktes mit der Temperatur T von der Düsenmitte mit der Temperatur T_d dargestellt. T_0 ist die Lufttemperatur. Die Abstände sind als vielfache der Düsendurchmesser angegeben, so daß die Darstellung für alle Düsendurchmesser, Düsentemperaturen und Lufttemperaturen gilt und die absolute Temperaturverteilung sich für einen Spezialfall durch Einsetzen der entsprechenden

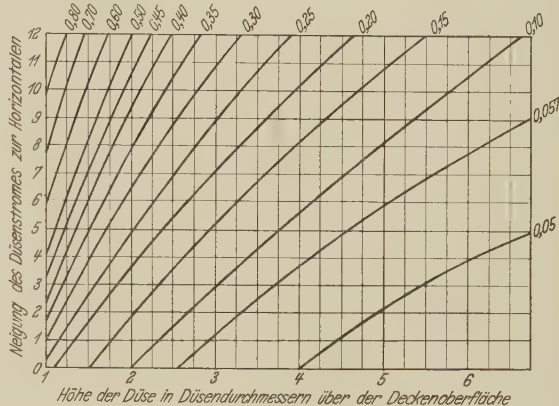


Abb. 2. Temperaturverhältnisse $(T - T_0)/(T_d - T_0)$ an der Deckenoberfläche in Abhängigkeit von der Neigung des Düsenstromes und der Höhe der Düse über Deckenoberkante

Werte sehr einfach bestimmen läßt. Durch Einzeichnen einer dem Neigungswinkel des Düsenstromes entsprechenden Geraden kann man die Stelle der stärksten Deckenerhitzung und die Höhe der hier herrschenden Temperatur ablesen. In Abb. 1 sind solche Geraden für verschiedene Stellungen des „Meteor“ eingetragen. Man erkennt hier den großen Einfluß der Düsenneigung auf die Temperaturbeanspruchung der Decken. Als Weiterentwicklung dieser Darstellung zeigt Abb. 2 die für den Deckenbau interessierenden Werte $(T - T_0)/(T_d - T_0)$ an der Deckenoberfläche in Abhängigkeit von der Düsenöffnung und der Düsenneigung. Hieraus sind die absoluten Deckentemperaturen wiederum sehr einfach durch Einsetzen von T_0 und T_d zu bestimmen.

Die Einwirkung des Düsenstromes auf Betondeckenbefestigungen wurde durch eine zweite Versuchsreihe festgestellt. Die Versuchsdecke war aus einem Kiesbeton Körnung 0–38 mm mit einem Wasserzementfaktor von 0,45 und einem Zuschlag-Zement-Gewichtsverhältnis von 4,8 : 1 hergestellt. Der Einbau und die Verdichtung erfolgten von Hand. Die Festigkeiten von 15 cm-Probewürfeln lagen nach 7 Tagen bei 400 kg/cm² und nach 28 Tagen bei 467 kg/cm². Die zu Vergleichszwecken ermittelten 28 Tage-Festigkeiten von Bohrproben lagen zwischen 400 und 465 kg/cm², im Mittel bei 440 kg/cm². Eine ungefähre Temperaturverteilung an der Deckenoberfläche für verschiedene Düsenneigungen wurde durch Umschlagfarben festgestellt und die Ergebnisse stimmten sehr gut mit den Werten der Diagramme der Abb. 1 und 2 überein. Eine genaue Temperaturverteilung in horizontaler und vertikaler Richtung in der Decke ermittelte man durch den Einbau von Thermoelementen in den Beton. Die Meßwerte wurden auf Kathodenstrahlzillographen übertragen und photographisch registriert. Eine Beschädigung der Decke konnte in drei verschiedenen Formen festgestellt werden:

1. Ein Reißen der Decke in ihrer ganzen Stärke infolge der Temperaturspannungen. Der Umfang der Schäden hing von der Temperatur, der Deckenstärke und den Materialeigenschaften ab.

2. Oberflächenrisse durch Austrocknen des Zementmörtels bei längerer Erhitzung auf 250 bis 300° C.

3. Abblättern des Betons, das bei hochwertigem Beton bei Temperaturen von 350° C auftritt.

Bei der Untersuchung der Schwarzdecken wurde für die Temperaturmessungen die gleiche Versuchsanordnung wie bei den Betondecken benutzt. Die Erweichung der Decke wurde durch das Einstechen

eines langen Nagels gemessen. Für eine 83 mm starke Decke (64 mm grobkörnige Teermakadam-Binderschicht mit 19 mm feinkörniger Asphaltbeton-Deckschicht) ergaben sich bei einer 6 Minuten-Beanspruchung durch einen Düsenstrom des

„Meteor“ an der Oberfläche bzw. in einer Tiefe von 19 mm (= Binderschicht-Oberkante) die Temperaturen Abb. 3. Eine Erweichung der Oberfläche wurde von einer Düsenneigung von $2\frac{1}{2}^\circ$ an aufwärts beobachtet. Bei mehrfacher kurzzeitiger Beanspruchung (30 Sekunden auf vollen Touren, Unterbrechung von 75 Sekunden und erneute Beschleunigung) gilt das Diagramm Abb. 4. Die Deckenbeanspruchung ist hierbei bedeutend günstiger und ein Aufweichen der Decke tritt erst bei einer Neigung von $6\frac{1}{2}^\circ$ ein. Bei einer Decke, bei der die Deckschicht aus feinem Teermakadam bestand, ergaben sich ähnliche Temperaturdiagramme. Der Erweichungspunkt lag bei $1\frac{1}{2}^\circ$ für die 6 Minuten-Beanspruchung und bei $3\frac{1}{2}^\circ$ für die Kurzbeanspruchung. Errechnet man aus den Werten der Abb. 2 die absoluten an der Deckenoberfläche herrschenden Temperaturen T für eine spezielle Größe von T_d und T_0 und trägt diese Temperaturen in Abhängigkeit von der Düsenneigung und der Düsenhöhe über der Deckenoberfläche auf (in Abb. 5 für $T_d = 675^\circ$ und $T_0 = 20^\circ\text{C}$), so kann man, wenn man wie in Abb. 5 für die verschiedenen Beanspruchungsdauern und Deckenarten die Grenztemperaturen einträgt, aus diesem Diagramm leicht ablesen, in welchen Fällen die Schwarzdecken geeignet sind oder nicht.

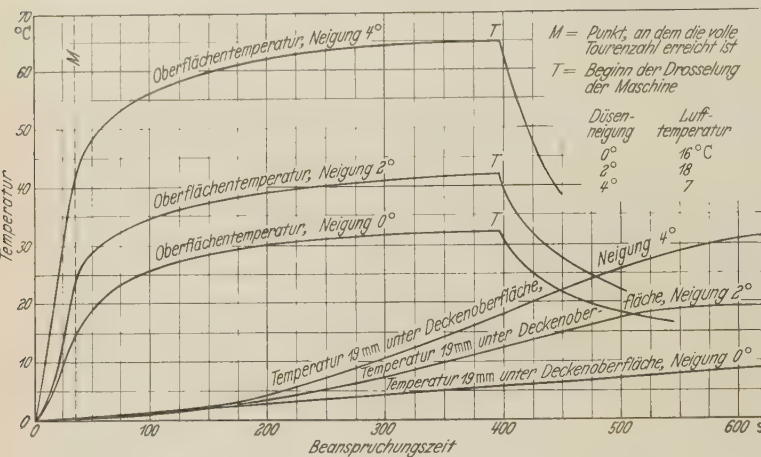


Abb. 3. Höchsttemperaturen in Grad Celsius an der Oberfläche und in einer Tiefe von 19 mm einer Asphaltdecke bei einer Beanspruchung durch den Düsenstrom eines „Meteor“ bei verschiedenen Düsenneigungen in Abhängigkeit von der Beanspruchungszeit.

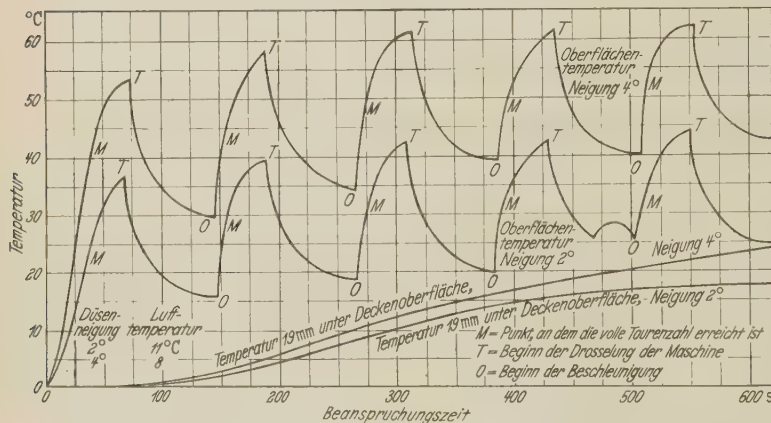


Abb. 4. Höchsttemperaturen in Grad Celsius an der Oberfläche und in einer Tiefe von 19 mm einer Asphaltdecke bei mehrfacher kurzzeitiger Beanspruchung von 30 Sekunden und Unterbrechungen von 75 Sekunden durch den Düsenstrom eines „Meteor“ bei verschiedenen Düsenneigungen in Abhängigkeit von der Beanspruchungszeit.

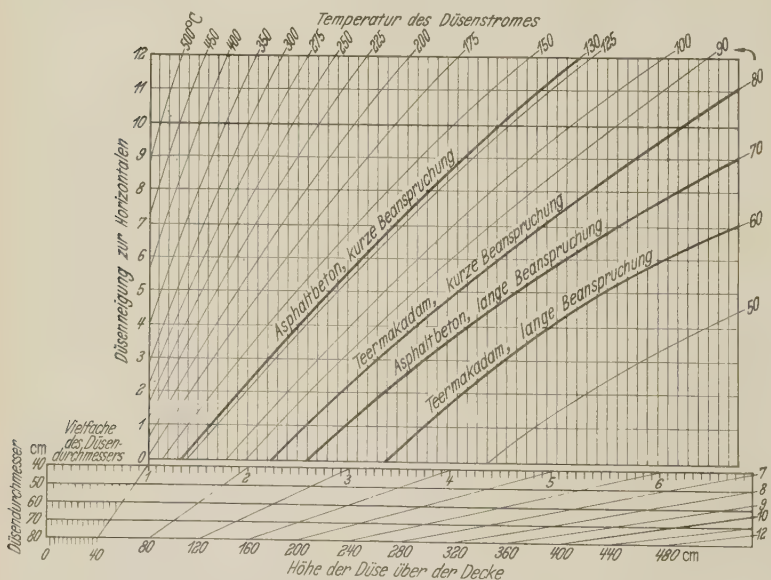


Abb. 5. Nomogramm zur Bestimmung der Decken-Temperaturbeanspruchung bei verschiedenen Düsenneigungen und Düsenabständen von der Decke für eine Düsentemperatur $T_d = 675^\circ\text{C}$ und eine Lufttemperatur $T_0 = 20^\circ\text{C}$ mit Angabe der zulässigen Grenzbeanspruchungen für Asphaltbeton- und Teer-Makadamdecken.

Außer diesen Deckenproblemen ergaben sich beim Einsatz von Düsenflugzeugen noch folgende Punkte auf die man besonders achten sollte. Die Brennstoffe sind schädlich für die Vegetation. Man darf sie daher nicht ohne weiteres mit dem Regenwasser in Sickerleitungen abführen. Der Einbau von Ölabscheidern ist unerlässlich. Durch den Düsenstrom werden evtl. die an die Rollbahn anschließender Rasenflächen beschädigt, weshalb man für diesen Streifen nach einer geeigneten Ausführung sucht. Schließlich müssen die in die Rollbahnen eingebauten Lampen aus hitzebeständigem Glas hergestellt werden und sie dürfen wegen der hohen Fahrgeschwindigkeiten nicht viel über die Deckenoberfläche hinausragen. Die Anschlußkabel müssen für den Fall, daß sie einmal mit vergossenem Brennstoff in Berührung kommen, mit einer dauerhaften, elastischen oder Bleisolierung versehen sein.

[Nach D.H. Carrak and D.G. Robertson Proc. Inst. Civil Eng., Part II, 3 (1954) Nr. 1.]

Dr.-Ing. P. Wolff, Dortmund.

Das Alcoa-Building in Pittsburgh (USA).

Das neue Bürogebäude der Alcoa (Aluminium Company of America) in Pittsburgh, Pennsylvania (Abb. 1) ist ein glänzendes Beispiel für das gegenwärtige Streben der amerikanischen Architektur. Wenn es sich auch auf den ersten Blick durch seine vier-eckige Form und seine Höhe von 125 m kaum von den klassischen Wolkenkratzern unterscheidet, so verrät

Es doch eine auffallende Eigenart durch den Nutzen, den die Erbauer aus den neuesten Erkenntnissen der Technik zu ziehen wußten — und zwar hauptsächlich durch die Verwendung von Aluminium und Leichtbeton. Es war natürlich, daß die große Aluminiumherstellerin der Vereinigten Staaten, die im 2. Welt-



Abb. 1. Gesamtansicht des Gebäudes.
Schlankheitsverhältnis Breite : Höhe = 1 : 7.

krieg einen großen Aufschwung genommen hat und deren Verwaltungsgebäude an verschiedenen Stellen der Stadt weit auseinander lagen, daran dachte, in dem nunmehr notwendig gewordenen Hauptverwaltungsgebäude weitgehend vom Aluminium Gebrauch zu machen.

Die Alcoa hatte bereits beim Bau ihres Walzwerks in Davonport (Iowa) beachtliche Erfahrungen in der Verwendung von Aluminium für Hochbauzwecke gesammelt, wo es für Wände, Fenster und Dächer verwendet worden war. Das Verwaltungsgebäude des Walzwerks, ein vierstöckiger Bau, dessen Außenwände ganz aus profilierten Aluminiumplatten bestehen, ist in kleinerem Maßstabe ein Vorläufer des großen Verwaltungsgebäudes in Pittsburgh.

Die ersten Kinderkrankheiten bei der Ausführung der Konstruktionselemente in Leichtmetall führten zu eingehenden, mehrere Jahre dauernden Forschungen hinsichtlich der günstigsten Form der Aluminiumtafeln für die Verkleidung der Außenwände, für die zu verwendenden Profile und für die Verbindungsstücke aller Art, und zwar im Hinblick auf den Einbau in Großbauten und in Schnellbauweise.

Ein zweistöckiger Modellbau wurde in Astoria (New York) errichtet, um die Elemente auszuprobieren. Konstrukteure und Laboratorien wurden eingesetzt, um die verschiedensten Größen zu ermitteln, nämlich Messungen der Temperatur, der Feuchtigkeit, des Einsickerns von Wasser, der Witterungseinflüsse, der Festigkeiten der Baustoffe, Prüfung der Einbauvorgänge und der Farbwirkungen, alles Dinge, die man für umfassendere Ausführungen für nötig hielt.

Diese Untersuchungen haben den Hauptvorteil der Verwendung von Aluminium und seiner Verbindungen beim Bau hervorgehoben: eine beachtliche Gewichtsersparnis, die durch die Gewichtsverminderung aller nichttragenden Konstruktionsteile erreicht wird.

Die charakteristischen Merkmale des Bauwerks sind demnach folgende: Äußere Wände aus 3 mm starken getriebenen Aluminiumplatten als sogenannter Aluminiumvorhang vor Leichtwänden aus Schaumbeton, Stahlzellendecken mit Feuerschutz aus Schaumbeton und eingebauter Klimaanlage aus Aluminium. Auf Grund dieser Maßnahmen konnte das Gewicht des Stahlskeletts auf ein Mindestmaß gebracht werden. Es umfaßt 6500 t für eine nutzbare Fläche von 28 800 m² in 30 Stockwerken gegen 12 700 t für 28 200 m² in 38 Stockwerken beim Gulf Building und 10 000 t für 29 500 m² in 24 Stockwerken des etwas älteren Oliver Building. Vom Alcoa-Gebäude kann daher mit Recht gesagt werden, daß es das

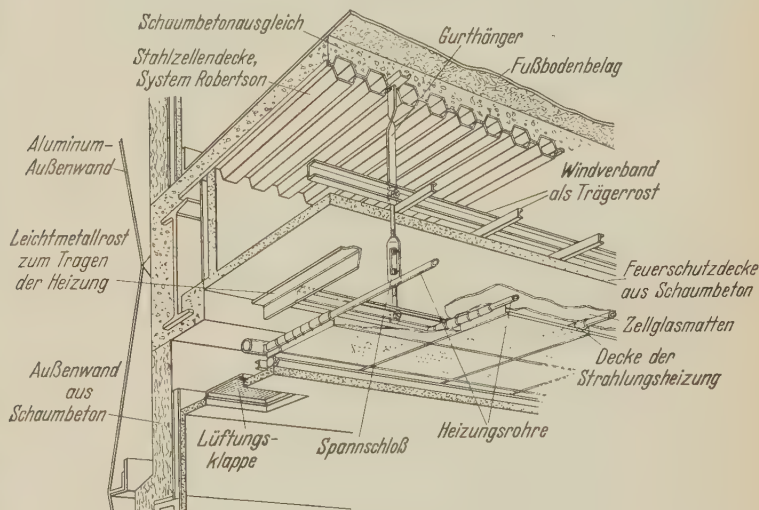


Abb. 2. Schema des Ausbaus der Decke, des Feuerschutzes und der Strahlungsheizung.

leichteste Bürohaus ist, das je in dieser Größe gebaut worden ist. Über den Bauvorgang und die konstruktiven Einzelheiten wurde bereits ausführlich von W. Weiß: Bauingenieur 28 (1953) S. 193 berichtet. Auf diesen Aufsatz wird besonders hingewiesen. Hier seien ergänzend eine Skizze der Decken und einige Angaben über die Innenausstattung des Gebäudes gegeben.

Die Decke (Abb. 2) hat eine Stärke von rd. 1,20 m und umfaßt im oberen Teil die eigentliche Tragdecke aus Stahlzellendecken-Profilen, System Robertson, von 76 mm Stärke, in deren Hohlräumen alle elektrischen Kabel untergebracht sind. Über der Decke liegt ein 38 mm starker Schaumbeton von 140 kg/cm² Festigkeit, der in den Korridoren, Aufzughallen und Büroräumen mit einem weichen Belag, sonst mit Fliesen überdeckt ist.

In der Mitte der Decke ist der Feuerschutz, bestehend aus einer 25 mm starken Schaumbetonplatte, am Windbestand des Stahlskeletts aufgehängt. Darunter befindet sich die Klimaanlage, die an einem Aluminiumrost befestigt ist. Den unteren Abschluß bildet die Strahlungsdecke aus Aluminium. Der Berechnung der Decke wurden folgende Belastungsannahmen zugrunde gelegt: Verkehrslast 250 kg/m², Überbeton 37,5 kg/m², Stahlzellendecke 37 kg/m², Feuerschutzdecke 25 kg/m² und Strahlungsdecke 9 kg/m².

Der inneren Ausstattung lag der Gedanke zugrunde, die vielfachen, z. T. auch zum Schmuck dienenden Anwendungsarten des Aluminiums im Zusammenwirken mit anderen Baustoffen zur Geltung zu bringen. So bestehen die Dachdeckung, die Stand- und Drehtüren, die Fensterbänke, die Türschwellen, der Schmuck und die Krönung der Haupthalle aus Aluminium. Die Decke der Halle wird aus plastischen durchscheinenden Aluminiumplatten gebildet, die von einem Rost aus gezogenen Aluminiumstäben getragen werden. Der Fußboden besteht aus Streifen weißen und schwarzen Marmors (Abb. 3). Die Wände und Säulen sind mit rosa Marmor verkleidet. Die hohen doppelt verglasten Fenster sind in Aluminium gefaßt. Die Raumeinteilung wird vervollständigt durch Blumenkästen aus Granit und kleinen Springbrunnen aus Aluminium. In den beiden Vorräumen der Aufzüge (Abb. 4) sind die Wände mit gezogenen Aluminiumplatten verkleidet.

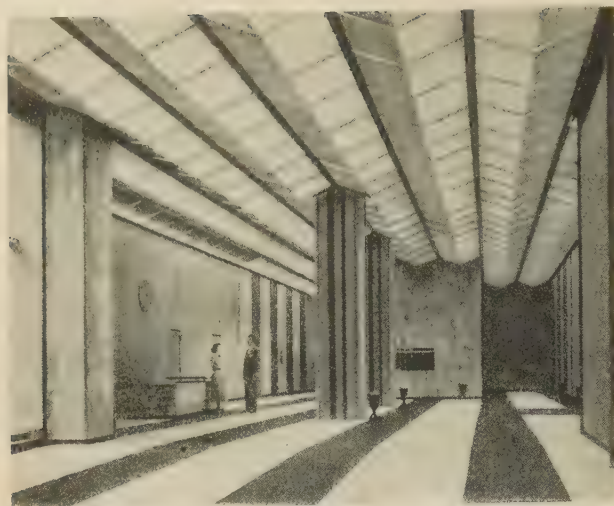


Abb. 3. Die Haupt-Eingangshalle.



Abb. 4. Eine der Aufzugshallen von der Haupthalle aus gesehen.

Es sei noch erwähnt, daß vom ersten der beiden Unter-
geschosse ein Tunnel nach einem großen unterirdischen Park-
platz unter dem Mellon Park führen soll. Dieser Parkplatz
soll mit allen den Mellon Park umschließenden Gebäuden
verbunden werden. [Nach La Technique des Travaux 30 (1954)
S. 217.]

E. Weiß, Berlin.

Die Kavernenkraftwerke Kilforsen und Stornorrfors in Schweden.

Die staatliche Hauptverwaltung für Energiewirtschaft in
Schweden hat für vier Fünftel der zur Zeit in Ausführung be-
findlichen Wasserkraftwerke Kavernenkraftstationen gewählt.
Das größte fertige Werk ist Kilforsen am Fjalls-Joalven mit
285 000 kW Leistung. Es wird noch übertroffen werden von
dem im Vorjahr begonnenen Stornorrfors Kraftwerk, das
520 000 kW liefern wird.

Kilforsen.

Das Schema Abb. 1 zeigt die allgemeine Anordnung. Der
Fluß wird zur Flößerei von Stämmen benutzt und diese müssen
daher auch durch den Oberwasserstollen geleitet werden, der
als 3,7 km langer Freispiegelstollen zu einem Vorbecken vor
dem Druckschacht führt, aus welchem die Stämme heraus-
gefischt und über eine Ablaufrinne unterhalb des Kraftwerkes
wieder in das Flußbett eines Nebenflusses gebracht werden.
Hierfür mußte ein besonderer Abfluß mit 6,2 m³ sekundlicher
Wasserführung angelegt werden, der ausreicht, in der Stunde
20 000 Stämme zu befördern.

Um auch unterhalb des wegen der geringen Wasserführung
nur im Winterbau ausgeführten 15 m hohen Wehrbaues den
Wasserlauf zu erhalten, sind auf 21 km Strecke 5 niedrige

Dämme gebaut, welche kleine Stauseen bilden, durch welche
im Notfall die Flößerei zusätzlich betrieben werden kann.
Bemerkenswert ist die Größe der Stollen, die als Regelquer-
schnitt 208 m² Querschnitt aufweisen. Modellversuche zeigten,
daß die Stämme bei langsam fließendem Wasser sich weit
leichter festsetzen als bei schnell strömendem Wasser. Die
spätere Beobachtung bestätigte dies Ergebnis. Außerdem be-

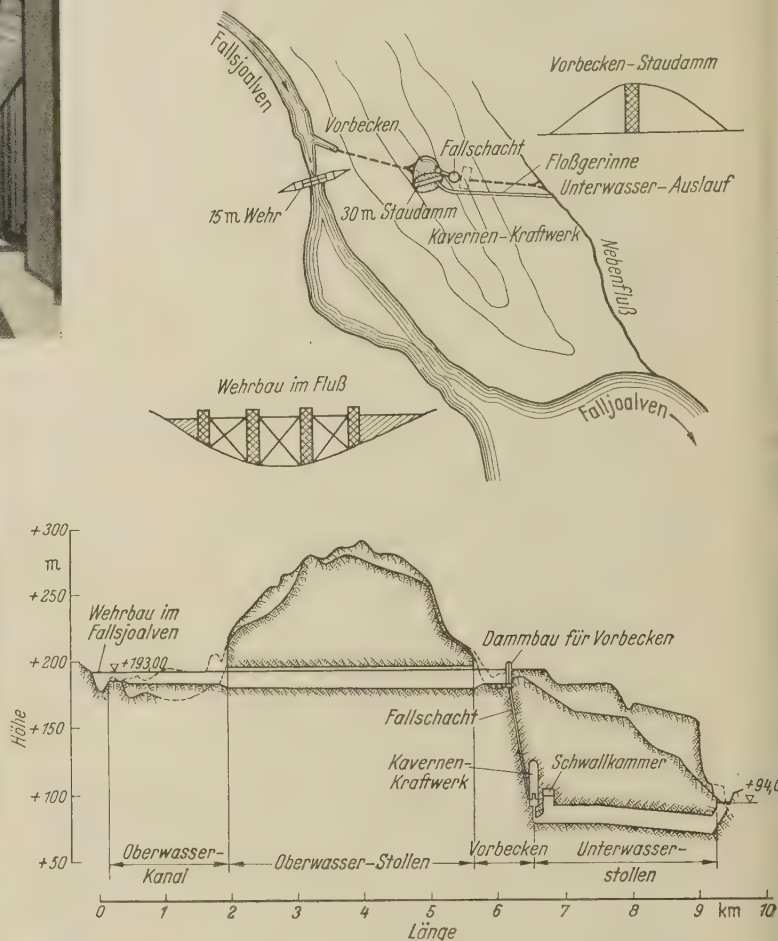


Abb. 1. Lageplan und Längenschnitt zum Kraftwerk Kilforsen.

wies der Versuch, daß eine glatte Wand in der Wasserober-
fläche nicht nötig war, nur eine kurze Anlaufstrecke ist daher
verkleidet. Der Tunnel ist 13 m breit und 16,50 m hoch. Über
der Wasserfläche läuft im Stollenscheitel ein I-Träger als
Schiene, an welchem ein dieselgetriebenes Besichtigungsfahr-
zeug läuft. Das Krafthaus ist ebenso wie beim Harspranget-
Kraftwerk¹ 100 m lang, 18 m breit und 45 m hoch. Die Wände
sind unverkleidet, nur das Gewölbe ist durch lange einzemen-
tierte Ankerschrauben gegen das Ablösen größerer Brocken
gesichert und die Oberfläche mit einem Maschengeflecht ver-
kleidet, das mit Mörtel ausgedrückt ist, und das Herabfallen
kleinerer Steine verhindert. Das Kraftwerk enthält 3 Francis-
Turbinen mit Stahlspiralgehäuse, Leistung je 95 MW, Gefälle
etwa 100 m. Die Sprengarbeiten wurden nach Abb. 2 vorge-
nommen, also in der Kaverne in 5 Stufen, in den weiten Stollen
dagegen nur in 2 Stufen. Es ergab sich, daß es leistungsgemäß
bei gutem Fels gleichgültig war, ob zuerst der obere oder der
untere Teil vorgetrieben wurde; bei schlechtem Fels war es
natürlich besser, die obere Stufe vorzuziehen. Bei gutem Fels
und unterem Vortrieb wurde das Nachholen des oberen Aus-
bruchs durch schräg aufwärts geneigte Bohrlöcher (60°) als
vorteilhafter empfunden, weil das Bohren dabei ein kurz-
fristiges Abtun der Schüsse erlaubte. Die Bohrer hatten 53 mm
Durchmesser, Bohrkronen waren mit Hartmetallzähnen be-
setzt, Fördern und Abfuhr geschah mit 2,2 m³ Löffeln und
15 t Kippern. Wöchentlicher Fortschritt 22 m bei 108 m² Quer-
schnitt. Sprengstoffverbrauch 0,62 kg je m³. Kosten für die
Ausbrucharbeit etwa DM 22,—/m³ einschl. Verstärkungen (nur
an wenigen Stellen) und der Unkosten für Hauptverwaltung
Baustellenleitung und allgemeine Baukosten. Durchschnitts-
löhne 4,20 DM ohne Soziallasten. Der Ableitungsstollen ist

¹ Bauingenieur 29 (1954) S. 30.

2,7 km lang und normalerweise 13 m breit und 14,75 m hoch. Auf 250 m Länge enthält er im Anschluß an das Kraftwerk einen Schwallraum von 22,3 m Höhe, der mit der Außenluft

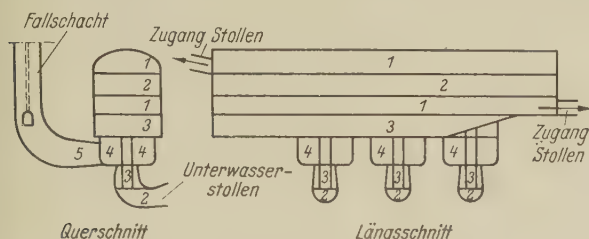


Abb. 2. Reihenfolge der Aushubarbeiten im Kavernen-Raum Kilforsen.

durch einen lotrechten Schacht von 0,28 m² Fläche in Verbindung steht. Die Förderleistung der Stollen ist auf 310 m³/Sekunde bemessen. Kilforsen wurde 1947 begonnen; die erste Einheit lief im April 1953 an, die 3. Einheit wurde im April 1955 in Dienst genommen. Belegschaftsstärke im Maximum 1000 Mann, für welche eine Ortschaft gebaut wurde. Der Bericht hatte Gelegenheit, 1951 die großzügig angelegte Baustelle zu besichtigen; der 900 m lange Zugangstunnel (Hilfsstollen) hatte bei 7 % Neigung einen solchen Querschnitt, daß der Autobus für 35 Personen bis unmittelbar an den 1. Ausbruch der Kaverne fahren und dort wenden konnte. Die Kosten belaufen sich auf 118 Mio DM oder 412,— DM je install. kW.

Stornorrors.

Der Bau wurde 1954 begonnen und wird noch größere Tunnelquerschnitte aufweisen als die bisherigen Bauten, nämlich 360 m² bei einer Breite von 15 m und einer Höhe von 25 m. Auch Stornorrors erhält Francis-Turbinen mit Flügeln und Naben von korrosionsfestem Stahl. Die Kosten für Stornorrors werden auf 210 Mio DM geschätzt, das ist bei 420,— DM je kW also fast das gleiche wie bei Kilforsen. [Nach Eng. News-Rec. 153 (1954) Nr. 25 vom 16. 12. 1954, S. 41.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

Der Hafen von Cherbourg.

Die Vollendung des Kais De France.

Mit der Einweihung des Kais De France und des wiederhergestellten Seebahnhofs im Mai 1952 war der erste Abschnitt der Wiederinbetriebnahme der Hafeneinrichtungen von Cherbourg, die während des Krieges gründlich zerstört wurden, vollendet. Wenn auch für den Handelsverkehr heute noch behelfsmäßig von der amerikanischen Heeresverwaltung ausgestattete Anlagen mit gewissen Einschränkungen betrieben werden, hat sich doch trotzdem der Überseeverkehr jetzt schon wieder so eingespielt, daß die Abwicklung des Umschlags schnell und bequem für die Fahrgäste vor sich geht. Mit über 60 000 Fahrgästen und fast 8 Mio t Schiffsraum hatte der Hafen schon 1952 fast seinen Vorkriegsverkehr erreicht. Erwähnt sei, daß die großen Fahrgastschiffe Queen Elizabeth und Queen Mary den Hafen regelmäßig anlaufen.

Mit dem Wiederaufbau des Kais De France wurde 1949 begonnen. Der Plan sah vor der alten Ufermauer die Gründung einer Reihe von zusätzlichen Senkkasten vor, die zur Erhöhung ihrer Standsicherheit mit der alten Mauer durch eine schwere Betonplatte verbunden sind. Jeder neue Senkkasten hat auf der durchgehenden Länge eine Breite von 2,30 m und von 2,60 m in der Arbeitskammer. Sie sind bis -14 und einige sogar bis auf -21 hinabgeführt. Der neue Vorbau hat mit der alten Mauer zusammen eine Breite von 11 m. Die Standsicherheit des neuen Bauwerks ist wirksam erhöht worden durch die Gründung von Zusatz-Pfeilerkassen in dem Hohlraum der alten Kaimauer-Pfeiler. Sandmassen, Kies, Felsgestein in verschiedener Körnung und Brocken unterschiedlicher Abmessungen sind an der Rückseite der Mauer aufgeschichtet. Die Aufschüttung ist durch Packlagen von gebrochenen Schlacken abgedeckt. Abb. 1 zeigt einen Querschnitt durch den neuen Kai. Er hat eine Länge von 620 m und eine Breite von 36 m zwischen der Vorderflucht der Mauer und den Gebäuden des Seebahnhofs. Die neuen Vorbau-Senkkasten sind aus Einzelabschnitten von 2 m Höhe auf einem 1500 m ent-

fernten Werkplatz hergestellt, auf einer Ablaufbahn zu Wasser gelassen und durch Spannbeton miteinander zu 18 bis 24 m langen Kästen verbunden. Dies Verfahren für das Zusammenfügen der einzelnen Abschnitte hat vollauf befriedigt. Schwimmend wurden die Kästen an die Einbaustelle gebracht, von einem Schwerlastkran von 220 t Hebekraft abgesetzt und mit Beton ausgefüllt. Drei Kästen konnten in einem Monat eingebaut werden. Der zur Verwendung gekommene Zement, und zwar Eisen-Portland-Zement, war der gleiche, der auch schon in der Vergangenheit beim Bau der alten Mauer verarbeitet wurde und der sich vorzüglich unter der Einwirkung des Seewassers gehalten hatte. Große Mengen von Unterwasserbeton wurden gebraucht und im Trichterverfahren eingebracht. Um die Gleichmäßigkeit und die Geschmeidigkeit zu verbessern, setzte man Kieselgur hinzu, und zwar 3 vom Hundert des Zementgewichts. Zur Herabsetzung der Herstellungskosten verwandte man eine Art Schaumbeton. Die eingeschlossene Luft machte 4 vom Hundert der Betonmasse aus. Verschiedene ölhaltige Zusatzstoffe wurden erprobt. Die Geschmeidigkeit und die Wasserundurchlässigkeit des Betons ließ sich dadurch verbessern und der Widerstand beim Absenken

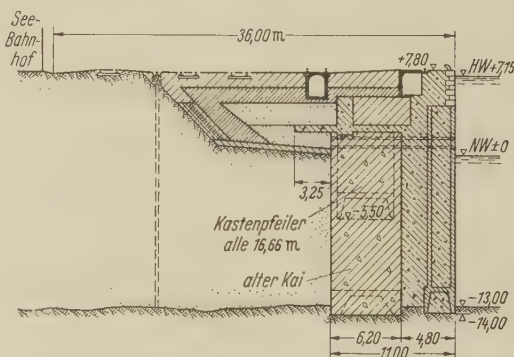


Abb. 1. Querschnitt durch den wiederhergestellten Kai De France.

verringern. Der Kai erhielt wie üblich die notwendigen Zubehörteile, wie Poller und Vertäurungen. Der Schutz der Kaimauer sind einfache zylindrische 1,80 m starke Faschinenbündel aus Kastanienzweigen von 3,50 m Länge. Sie sind in Abständen von 25 m aufgehängt. Sie bleiben trotz der wechselnden Wasserstände immer flott. Zur Kennzeichnung der Kaimauerflucht sind in einige Abdeckplatten Lampen eingebaut.

Die Gesamtdauer des Wiederaufbaues währte drei Jahre; es mußten dabei große Mengen Beton der alten Mauer abgebrochen und Steinbrocken sowie Schutt durch Baggern beseitigt werden. Das Einlaufen und Anlegen der tiefgehenden



Abb. 2. Anlegen der Queen Mary am Kai De France.

Überseeschiffe wickelt sich jetzt wieder unter den günstigsten Bedingungen und mit großer Geschwindigkeit ab. Für die Abfertigung der Fahrgäste ist bestens gesorgt. Abb. 2 zeigt das Anlegen der Queen Mary am Kai De France. [Nach R. Fleury und R. Conet in Travaux 38 (1954) No. 235. S. 342.]

Erich Bunnies, Hamburg.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Quantz, L., Dipl.-Ing., Staatl. Baurat a. D., Frankfurt a. M.: **Wasserkraftmaschinen.** Eine Einführung in Wesen, Bau und Berechnung von Wasserkraftmaschinen und Wasserkraftanlagen. 10. erw. und verb. Auflage, VIII, 159 S. Gr.-8°, mit 226 Abb. u. 2 Leitertafeln. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1954. Preis 11,40 DM.

Das Buch, erstmalig 1907 erschienen, ist stetig dem Fortschritt der Wasserkraftnutzung entsprechend überarbeitet und neu aufgelegt worden, so daß diese neueste, zehnte Auflage dem jetzigen Entwicklungsstand in der Wasserkraftnutzung gerecht wird.

Der einleitende Abschnitt behandelt die Vorarbeiten, die vor der Bauausführung notwendig sind. Es werden dabei einige Meßverfahren zur Ermittlung der nutzbaren Wassermengen angegeben und verschiedene Wasserzuführungen zum Krafthaus besprochen.

Es folgen Darstellungen der allgemeinen Begriffe von Wasserkraftmaschinen, wie Überdruckturbine, Freistrahlturbine, spezifische Drehzahlen und Verwendung der Turbinenarten. Die Abschnitte über den eigentlichen Turbinenbau, in denen auf die Francis-Kaplan- und Freistrahlturbinen näher eingegangen wird, beschränken sich im wesentlichen auf die Konstruktion und Berechnung dieser drei gebräuchlichen Arten. Neu ist der Abschnitt über Rohrturbinen, einer Propellerturbine mit liegender Welle, deren Entwicklung in den letzten Jahren sehr gefördert worden ist. Zwei Leitertafeln zur Ermittlung geeigneter Turbinenarten, ihrer Leistungen und Drehzahlen für gegebene Fallhöhe und Durchflußmenge sowie zur Festlegung geeigneter Raddurchmesser in Abhängigkeit von der Fallhöhe und Durchflußmenge vervollständigen das reich bebilderte, für den praktischen Gebrauch sehr wertvolle Buch.

H. Wittmann, Karlsruhe.

Graf und Goebel: Verhütung von Bauschäden, Schutz der Bauwerke gegen chemische und physikalische Einflüsse. Mit Beiträgen von Karl Deininger, Otto Dewald, Franz Drexler, Hermann Goebel, Otto Graf, Friedrich Hartmann, Fritz Kind, Rudolf Lempp, Erwin Marquardt, Helmuth Möhle, Karl Schaechterle, Guido Schultze, Bernhard Wedler, Werner Zeller. Herausgegeben von Otto Graf. 2., neu bearb. Aufl., 320 S., Gr. 24 · 17 cm, mit 259 Abb. Stuttgart: Deutscher Fachzeitschriften- und Fachbuch-Verlag 1954. Gzln. 29,60 DM.

Das 1929 bei W. Ernst und Sohn in Berlin erschienene Buch „Schutz der Bauwerke“ ist nunmehr zur großen Freude der Fachwelt in einer 2. neu bearbeiteten Auflage im Deutschen Fachzeitschriften- und Fachbuch-Verlag, Stuttgart, erschienen. Die in der ersten Auflage gesammelten Erfahrungen aus dem Industriebau, Brücken- und Tunnelbau sind durch zahlreiche Beispiele aus dem Hochbau, Straßenbau, Eisenbahnbau, aus der Wasserversorgung und der Abwasserbeseitigung vervollständigt worden. Hinzugekommen ist auch noch eine Darstellung über die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe und Bauteile gegen Feuer und des wichtigen Schallschutzes. An zahlreichen Beispielen wird nicht nur die Verhütung von Bauschäden, sondern auch ihre Beseitigung in übersichtlicher und überzeugender Weise beschrieben. Es wäre zu begrüßen, wenn die hier vorliegenden Erfahrungen noch laufend durch die Praxis ergänzt würden. Wertvolle Beispiele könnten auch sicher die Materialprüfämter und andere Institute bringen, die zahlreiche Bauschäden zu beurteilen haben. Das wertvolle Buch kommt gerade zur richtigen Zeit; denn die Bauschäden, besonders auch im sozialen Wohnungsbau, nehmen immer mehr überhand, teils weil billig und schnell gebaut wird, teils weil immer noch eine große Unkenntnis über die richtige Verwendung und das Verhalten der Baustoffe und Bauweisen herrscht. Das Buch, das aufs beste ausgestaltet und trotzdem sehr preiswert ist, kann daher nur aufs wärmste empfohlen werden.

Th. Kristen, Braunschweig.

Proceedings of a Symposium on Concrete Shell Roof Construction 2—4 July 1952. Organizing Secretary: P. H. T. Gooding, A. I. C. E., A. M. I. Struct. E. Editor: P. J. Witt. 258 S., Gr. 19,5 · 25 cm, mit vielen Abb. London: Cement and Concrete Association 1954.

Inhalt des Buches sind die Referate und Diskussionsbeiträge aus dem Gebiete des Schalenbaues, die auf der Tagung der

englischen Cement and Concrete Association im Juli 1952 gehalten wurden. In drei größere Abschnitte eingeordnet, behandeln die Aufsätze die Architektur von Schalenbauten, statistische Entwicklungen und Zusammenhänge, und weiter konstruktive und wirtschaftliche Fragen.

Der Schalenstatiker dürfte besonders aus einer Arbeit von J. J. McNamee großen Nutzen ziehen, in der eine vergleichende Gegenüberstellung verschiedener Methoden zur Berechnung von Kreiszyinderschalen (Dischinger, Aas-Jakobson, Donnell, v. Kármán, Jenkins, Finsterwalder, Schorer) gebracht wird. An Hand durchgerechneter Beispiele werden dafür die Genauigkeit der Ergebnisse und der Zeitaufwand der Rechnung gegeneinander abgewogen. Dabei zeigt sich, daß selbst stärkere Vernachlässigungen in der Theorie (wie z. B. bei Schorer) in vielen Fällen von überraschend geringem Einfluß auf das Endergebnis sind, wobei unter Endergebnis die Bewehrung verstanden wird, auf die es letzten Endes ankommt. Ebenso möge besonders auf den Aufsatz von C. V. Blumfield, der sich mit vorgespannten Schalen beschäftigt, hingewiesen sein. Auch die chronologisch geordnete umfangreiche Zusammenstellung der Literatur wird als angenehm empfunden.

Nebenbei erwähnt, hätte es dem Ganzen keinen Abbruch getan, wenn im Text oder bei den Bildern der etwa 26 m weit gespannten Kuppeln der Gummifabrik in Süd-Wales (Abb. 6, S. 8; Abb. 6, S. 22) auf Dischinger verwiesen worden wäre, der dieselbe Konstruktion für 75 m Spannweite schon auf dem I. Internationalen Kongreß für Beton und Eisenbeton, Lüttich, Sept. 1930, also rund 20 Jahre vorher, veröffentlicht hat.

Zusammenfassend darf gesagt werden, daß dieses Buch dem Leser einen guten Überblick über den Stand des Schalenbaues vermittelt, wobei die englischen Verhältnisse naturgemäß im Vordergrund stehen. Wegen seines vielfältigen Inhalts kann es jedem, der mit Schalenbauten zu tun hat, dem Ingenieur und auch dem Architekten, zum Studium bestens empfohlen werden.

K. Hirschfeld, Aachen.

Polish Academy of Sciences: Quarterly Review of Publications. Nr. 1, 36 S., Gr. 17 · 24 cm. Warschau 1955 (in englischer Sprache).

Dieses vierteljährlich erscheinende Referatenblatt gibt die bibliographischen Daten sowie eine kurze Inhaltsangabe oder auch eine kurze Besprechung der Veröffentlichungen der Polnischen Akademie der Wissenschaften sowie der Polnischen Wissenschaftlichen Gesellschaften. Der Inhalt des Heftes ist nach 36 Fachgebieten gruppiert. Das erste Heft erfaßt die Veröffentlichungen in den Monaten April bis Juni 1954.

F. Schleicher, Dortmund.

Aluminium im Ingenieurbau. Herausgegeben von der Aluminium-Zentrale e. V., Düsseldorf. 90 S., Gr. DIN A 4, mit 73 Abb. u. 1 Kunstbl. Düsseldorf: Aluminium-Verlag GmbH. 1955. Geb. 6,— DM.

„Zweck dieser Broschüre ist es, Hinweise auf eine werkstoffgerechte Konstruktion und Verarbeitung des Aluminiums im Ingenieurbau zu geben und an ausgeführten Beispielen den Umfang der Möglichkeiten und des erzielbaren technischen Fortschrittes aufzuzeigen.“

In 3 Abschnitten Grundlagen, Fertigungstechnik und ausgeführte Ingenieurbauten, werden u. a. behandelt: die Werkstoffe und ihre Eigenschaften, die Berechnung von Aluminiumkonstruktionen, die Verbindungen durch Nietung und Schweißen sowie der Korrosionsschutz. Die Schrift enthält alle wesentlichen Grundlagen für die Anwendung von Aluminiumkonstruktionen im Bauwesen. Fast die Hälfte des Inhalts bezieht sich auf die bisherigen Anwendungen von Aluminiumkonstruktionen bei Brücken, Hochbauten, Kranen und Förderanlagen sowie bei den sonstigen Anwendungsgebieten. Da die Anwendung der Aluminiumverbindungen auch in Deutschland für die verschiedensten Zwecke schnell zunimmt, wird diese Übersicht den Fachleuten sehr willkommen sein.

F. Schleicher, Dortmund.

Hoischen, Dr.-Ing. Anselm: Die praktische Berechnung von Verbundträgern. Einführung in die Verbundbauweise und Anleitung für die praktische Berechnung von Verbund

trägern im Stahlhoch- und Brückenbau. 53 S., Gr. DIN A 5, Stuttgart: Verlag K. Wittwer 1955. Kart. 3,50 DM.

Die vorliegende Arbeit zeichnet sich durch die Klarheit ihrer Darstellung des umstrittenen Gebietes und durch ein vorbildliches System der mathematischen Bezeichnung aus. Es basiert nur auf dem von Herrn Prof. Dr.-Ing. Fritz entwickelten Näherungsverfahren und beschränkt sich auf die Erwähnung der durch die Vorschriften geforderten Nachweise. Gerade durch diese Beschränkung erweist sich die Abhandlung als sehr wertvoll für die einfachen, am meisten vorkommenden Fälle. Ein einfaches rechnerisch durchgeführtes Beispiel erhöht seinen Wert besonders für den Anfänger. Es ermöglicht somit auch dem Absolventen der höheren Bauschule die normalen Fälle der Verbundbauweise sicher zu berechnen. Dem akademisch vorgebildeten Statiker gibt es dazu das von Fritz entwickelte Verfahren in der üblichen Bezeichnungsweise der Festigkeitslehre und Statik an die Hand, worin sein ganz besonderer Wert wohl zu finden ist. Es darf nicht unerwähnt bleiben, daß die Einführung der Betonquerschnittswerte mit $\frac{1}{n}$ ihrer Größe besonders deutlich die Abminderung der Steifigkeit des Verbundquerschnittes sichtbar macht. Eine tabellarische Zusammenstellung dieser Werte für die 4 erwähnten Gruppen, nämlich Stahlträger allein, Verbundträger ohne Kriechen, Verbundträger mit Lastkriechen, und Verbundträger mit Schwindkriechen, wäre sehr angebracht.

E. Kesper, Dortmund.

Laskus, August, Geheimer Regierungsrat, Berlin: **Hölzerne Brücken**. Leitfaden für Entwurf und Berechnung von Brücken und ähnlichen Bauten aus Holz. 8. völlig neu bearb. Aufl. von Dipl.-Ing. Hans **Schröder**, Berlin-Grunewald, 259 S., Gr. 17,5 · 24 cm, mit 361 Abb., 38 Tafeln und Anhang. Berlin: Verlag Wilh. Ernst & Sohn 1955. Geh. 39,— DM, geb. 43,— DM.

Der altbekannte Buchtitel verbirgt eine entscheidende Änderung des Buchinhaltes. Das früher wohlproportionierte Umfungsverhältnis 1:3 zwischen den allgemeinen Grundlagen und dem eigentlichen Konstruktionsteil für Holzbrücken wurde von Schröder in 1:1 geändert, so daß für den eigentlichen Hauptteil nur noch 125 Seiten übrigblieben (von früher rd. 200 S.). Davon geht noch ein Teil für theoretische Darlegungen mit bedenklichen Fehlern (s. S. 166/167) verloren. Im übrigen sind in diesem Titel-Hauptteil in Anlehnung an die vorherige Auflage die Fahrbahnen (13 S.), die Tragwerke (89 S.), die Joche und Lager (19 S.) und vier kleine Kapitel (mit zus. 7 S.) behandelt.

Die einleitende erste Buchhälfte enthält die Kapitel: 1. Allgemeines, 8 S., 2. Lage und Gestalt der Brücken, 7 S., 3. Der Baustoff Holz, 38 S., und 4. Die Grundlagen für Entwurf und Berechnung der Einzelteile, 77 S. + 60 S. Anhang „Tafeln für die Bemessung“, zus. 137 S. (bei Laskus 35 S.), also umfangreicher als der Titel-Hauptteil. Dieses erstaunliche 4. Kapitel behandelt fast nur (nämlich auf 72 + 60 = 132 S.) „Die Bemessung der Stäbe“ und „Die Verbindungsmittel“, beinhaltet also praktisch die allgemeinen Grundlagen des ganzen neuzeitlichen Ingenieur-Holzbaues einschl. einer Sammlung zugehöriger Bemessungstabellen. Leider sind diese z. T. falsch, z. T. stellen sie Entnahmen aus der Tafelsammlung des Unterzeichneten dar, was zu widerlegen Herr Schröder nicht in der Lage war.

A. Troche, Hannover.

Leonhardt, Dr.-Ing. Fritz, Beratender Ingenieur VBI, VDI, DAI, M.ASCE Stuttgart: **Spannbeton für die Praxis**. 472 S., Gr. 19 · 26,5 cm, mit 658 Abb. und 21 Taf. Berlin: Verlag Wilh. Ernst & Sohn 1955. Geb. 59,— DM, geh. 55,— DM.

Der Verfasser hat den Versuch unternommen, den derzeitigen Stand der Erfahrungen auf dem Gebiete des Spannbetons aufzuzeigen. Es ist sehr zu begrüßen, daß sich L. der Mühe unterzogen hat, in breiter und anschaulicher Form alles Wichtige unter Hinzunahme auch der in seiner umfangreichen Praxis gewonnenen eigenen Erfahrungen zu verarbeiten. Man kann wohl sagen, daß es ihm gelungen ist, das in den letzten Jahren entstandene umfangreiche Schrifttum, besonders auch des Auslandes, kritisch zu sichten und methodisch zu ordnen.

Infolge der weitgehenden Ausnutzung der Festigkeiten von Stahl und Beton ist eine gründliche Kenntnis der Eigenschaften dieser Baustoffe unerlässlich, weshalb auch der Behandlung dieser Fragen ein breiter Raum gewidmet worden ist. Ebenso sind konstruktive Fragen wie Ausbildung der Verankerungen und Stöße der Spannstähle, Arten von Spanngeräten und Ein-

tragung der Kräfte, Berücksichtigung der Gleitwiderstände bei gekrümmt verlegten Spanngliedern u. a. m. behandelt. Auch werden die verschiedenen Möglichkeiten des Vorspannens erläutert, voll oder beschränkt, mit Verbund, ohne Verbund oder — wie meistens angewandt — mit nachträglichem Verbund.

Die Abschnitte 11 bis 13 befassen sich mit der Berechnung vorgespannter Tragwerke im elastischen und plastischen Bereich des Kriechens und Schwindens sowie mit der Führung des Bruchsicherheitsnachweises. Es ist, um vorwiegend der Praxis zu dienen, vermieden worden, langwierige theoretische Ableitungen zu bringen. Der Verfasser hat sich vielmehr auf diejenigen Formeln und Entwicklungen beschränkt, die für die praktische Nutzenanwendung von Wichtigkeit sind.

Zur Erleichterung der Entwurfsarbeit sind Kurven und Bemessungstabellen für Rechteck-, Plattenbalken- und Kastenquerschnitte aufgenommen. Die Anwendung wird an einigen vollkommen durchgerechneten Zahlenbeispielen gezeigt.

Daß die Gedankengänge von L. nicht immer mit den Forderungen oder Empfehlungen von DIN 4227 bzw. den dazugehörigen Erläuterungen übereinstimmen, sei nur am Rande erwähnt. Bei der stürmischen Entwicklung der Spannbetonbauweise ist das aber keinesfalls als Nachteil zu werten. Wahrscheinlich werden sich im Laufe der Zeit noch mancherlei neuartige Erkenntnisse herausbilden, die in den Richtlinien für Bemessung und Ausführung von Spannbeton DIN 4227 berücksichtigt werden müssen.

Wo man in diesem Buch auch nachlesen mag, immer ist der Wortlaut durch sehr deutliche Abbildungen unterstützt. So ist ein Lehrbuch im besten Sinne des Wortes entstanden für diejenigen, die die Absicht haben, sich einzuarbeiten; ebenso aber ist es ein Buch reichen Inhalts für diejenigen, die sich bereits mit dem Stoff vertraut fühlen. Man kann daher nur wünschen, daß das Buch überall dort Eingang finden möge, wo einst Stahlbeton- und neuerdings auch Spannbetontragwerke bearbeitet werden.

K. Hirschfeld, Aachen.

Ludin, Prof. Dr.-Ing. Dr. techn. h. c. Adolf, Ehrensenator der Techn. Universität Berlin: **Wasserkraftanlagen**, I. Planung, Grundlagen und Grundzüge (= Sammlung Götschen Band 665) unter Mitarbeit von Dr.-Ing. Wilhelm **Borkenstein**. 124 S., Gr. Din A 6, mit 60 Abb. Berlin: Walter de Gruyter & Co. 1955. Geh. 2,40 DM.

Das ausgezeichnete bilderte Bändchen behandelt Grundlagen, Planung und Ausbau von Wasserkraftanlagen. Einleitend werden die Grundbegriffe, wie Fallhöhe, Wassermengen und Dauerlinien besprochen. In dem Hauptabschnitt sind die verschiedenen Arten von Wasserkraftanlagen vom Hochdruck- bis zum Gezeitenkraftwerk in ihren charakteristischen Merkmalen erläutert, wobei naturgemäß auf Einzelheiten verzichtet werden mußte. Neben dem Abschnitt über die Zusammenhänge zwischen Wasser- und Energiewirtschaft sind auch wirtschaftliche Punkte wie Anlagekosten, Jahreskosten und Ausbaugröße gestreift. Zahlreiche gebaute Wasserkraftanlagen der verschiedenen Arten sind angeführt, dabei wurde auf die jeweiligen Besonderheiten hingewiesen. Der vorliegende Götschen-Band bringt alles Wissenswerte über das Grundsätzliche von Wasserkraftanlagen in angenehmer Kürze, die zahlreichen Schrifttumshinweise erleichtern ein Weiterstudium.

Dr.-Ing. Wickert, Dortmund.

Sonntag, Dr.-Ing. Rudolf, o. Prof. Techn. Hochschule Karlsruhe: **Aufgaben aus der Technischen Mechanik**. Graphische Statik, Festigkeitslehre, Dynamik. XI, 209 S., Gr.-8°, mit 324 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1955. Geb. 16,50 DM, Gzln. 19,50 DM.

Nur durch eifriges Üben der Denkfähigkeit — nicht durch Einüben von Rezepten — gewinnt man Sicherheit in der Anwendung der Grundgesetze. Diesem Leitsatz folgend bringt Verfasser aus seiner langjährigen Unterrichtserfahrung und Tätigkeit in der Praxis 81 Aufgaben — teils auch mit höheren Anforderungen für Fortgeschrittene und solche, die es reizt, sich an schwierigeren Problemen, wie sie auch die Praxis stellt, zu versuchen. Die Aufgaben entsprechen dem Rahmen der Mechanik-Grundvorlesungen an Technischen Hochschulen. Viele Beispiele wurden in Vorprüfungen gestellt, geben also dem Studierenden einen guten Maßstab zur Bewertung seiner Leistungen. Der Text ist sorgfältig formuliert, der Lösungsweg dem Schwierigkeitsgrade entsprechend mehr oder weniger ausführlich dargestellt, und oft sind auch mehrere Lösungswege angegeben. Besonderer Wert wurde auf die Anwendung des d'Alembertschen Prinzips, der Sätze von Castigliano und Coriolis gelegt, die erfahrungsgemäß Schwierigkeiten be-

reiten. Aber nicht nur dem Studierenden, sondern auch dem praktisch tätigen Ingenieur ist das Buch mit seinen vielen reizvollen Problemen, in denen auch Fragen neuartiger Konstruktionsmethoden angeschnitten werden, sehr zu empfehlen. Satz, Bildardarstellung und Ausstattung entsprechen der beim Verlag bekannten Güte
H. Müller, Bremen.

100 Jahre Schinkel-Wettbewerb. Festschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Berlin, 13. März 1955. 50 S., Gr. DIN A 4 quer. 59 Abb. Berlin/Köln/Frankfurt a. M.: Beuth-Vertrieb GmbH. 1955. Geh. 4,80 DM.

Die Herstellung von Gewinderöhren nach dem Fretz-Moon-Verfahren. Manuskript: Oberingenieur Hans Melcher. 2. Aufl., 40 S.,

Gr. DIN A 5, mit 23 Abb. Herausgegeben von der Technischen Vereinigung für Schraubenverbindungen und Gewinderöhre e. V., Geschäftsstelle Eisingen/Fils (Württ.), Postfach 48.

Die Herstellung von Temperguß-Fittings. Manuskript: P. Holl VDI, mit Unterstützung von Dipl.-Ing. R. Gnade. 3. Aufl. 36 S., Gr. DIN A 5, mit 36 Abb. Herausgegeben von der Technischen Vereinigung für Schraubenverbindungen und Gewinderöhre e. V., Geschäftsstelle Eisingen/Fils (Württ.), Postfach 48.

Wiegefißel für den Bau. Herausgegeben von der Augsburger Waagenfabrik Ludwig Pfister KG., Augsburg, Am Bogen 6. 44 S., Gr. 14,5 · 28 cm, mit 32 Abb. Die Fißel kann vom Herausgeber bezogen werden.

Verschiedenes.

G. Magnel †.

Am 6. Juli 1955 starb in Gent an Herzschlag der bekannte belgische Professor Gustav Magnel. Mit seinem Hinscheiden verliert Europa einen seiner erfolgreichsten technischen Gelehrten, der sich besonders um die Entwicklung des Spannbetons verdient gemacht hat. Die Krönung seines Lebenswerkes sollte ein Turm aus Spannbeton bilden, der mit einer Höhe von 636 m für die geplante Weltausstellung 1958 in Brüssel projektiert war.

Magnel, am 15. September 1889 geboren, wirkte an der Universität Gent seit 1927 als Dozent und ab 1937 als Professor für Stahl- und Spannbeton. Ihm unterstand ein hervorragend eingerichtetes Laboratorium, das es ihm gestattete, durch Versuche bedeutungsvolle Erkenntnisse auf dem Gebiet des Spannbetons zu gewinnen und das bekannte Spannbetonverfahren zu entwickeln. In besonders enger Verbindung stand er von Beginn dieser Versuche an mit den Firmen Blaton-Aubert, Brüssel, und Bauwens, Köln. Der Erfahrungsaustausch mit Magnel brachte viele wertvolle Anregungen und wirkte sich auch für die Entwicklung des Spannbetons in Deutschland günstig aus.



Prof. Magnel, der sich auch literarisch stark betätigt hat (außer einem umfangreichen Lehrbuch über Stahlbeton brachte er als erster ein ausführliches Werk über Spannbeton, das in französischer und englischer Sprache erschienen ist und demnächst in deutscher Sprache veröffentlicht werden wird), erhielt für sein Wirken zahlreiche Anerkennungen und Ehrungen, so u. a. vom Franklin-Institut in Philadelphia die Frank Brown-Medaille und in Frankreich die Große Medaille der Ingenieur-Doktoren Frankreichs.

Seine Mitarbeiter und Freunde trauern ihm nach als einem Menschen, den sie auch wegen seiner charakterlichen Eigenschaften stets hochverehrt haben.

A. Brandes, Köln.

Neue Deutsche Baugrundnormen.

Nachdem 1953 die Normblätter

- DIN 1054, Gründungen — Zulässige Belastung des Baugrundes, Richtlinien,
- DIN 1054, Beiblatt: Gründungen — Zulässige Belastung des Baugrundes, Erläuterungen der Richtlinien,
- DIN 4020, Bautechnische Bodenuntersuchungen, Richtlinien, erschienen sind, sind vor kurzem die ergänzenden Normblätter herausgegeben worden, nämlich:
- DIN 4019, Blatt 1 Baugrund — Setzungsberechnungen bei lot-rechter, mittiger Belastung, Richtlinien,
- DIN 4021, Baugrund und Grundwasser — Erkundung, Bohrungen, Schürfe, Probenahme, Grundsätze,
- DIN 4022, Blatt 1 Schichtenverzeichnis und Benennen der Boden- und Gesteinsarten — Baugrunduntersuchungen,
- DIN 4022, Blatt 2 Schichtenverzeichnis und Benennung der Boden- und Gesteinsarten — Wasserbohrungen,

DIN 4023, Baugrund- und Wasserbohrungen, Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse.

DIN 1054 ist bereits als Richtlinie für die Baugenehmigungsbehörden des Bundesgebietes eingeführt, das Normblatt DIN 4019 Blatt 1 wird in Kürze als Richtlinie eingeführt werden.

Soeben sind (Verdingungsordnung für Bauleistungen, Teil C: Allgemeine Technische Vorschriften) die folgenden Normblätter herausgegeben worden.

DIN 18 300 — Erdarbeiten (ersetzt DIN 1962 aus dem Jahre 1925),

DIN 18 301 — Bohrarbeiten (neu),

DIN 18 303 — Baugrubenarbeiten (neu),

DIN 18 304 — Rammarbeiten (neu),

DIN 18 305 — Wasserhaltungsarbeiten (neu),

DIN 18 306 — Abwasserkanalarbeiten (ersetzt DIN 4135 aus dem Jahre 1941).

Weiter sei hingewiesen auf

DIN 4030 — Beton in betonschädlichen Wässern und Böden, Richtlinien für die Ausführung,

die anstelle der aus dem Jahre 1930 stammenden Richtlinien für Beton im Meerwasser und im Moorwasser usw. getreten ist.

Die Normblätter DIN 1054 und DIN 4019 bis 4023 sind die wichtigsten auf dem Gebiete des Grundbaues. Wenn auch die Normarbeit unvermindert weitergeht, ist doch mit der Herausgabe dieser Blätter ein gewisser Abschluß erreicht.

Bauten in deutschen Erdbebengebieten.

Zu DIN 4149 (Entwurf Juni 1955).

Das Erdbeben von Euskirchen am 14. März 1951 gab den Anlaß, Richtlinien für Bauten in deutschen Erdbebengebieten aufzustellen. In enger Zusammenarbeit zwischen Seismologen und Baufachleuten hat ein Arbeitsausschuß der Arbeitsgruppe „Einheitliche Technische Baubestimmungen“ im Fachnormenausschuß „Bauwesen“ den Norm-Entwurf DIN 4149 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten; Richtlinien für Bemessung und Ausführung“ veröffentlicht. Die Einspruchsfrist läuft am 31. Okt. 1955 ab.

Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

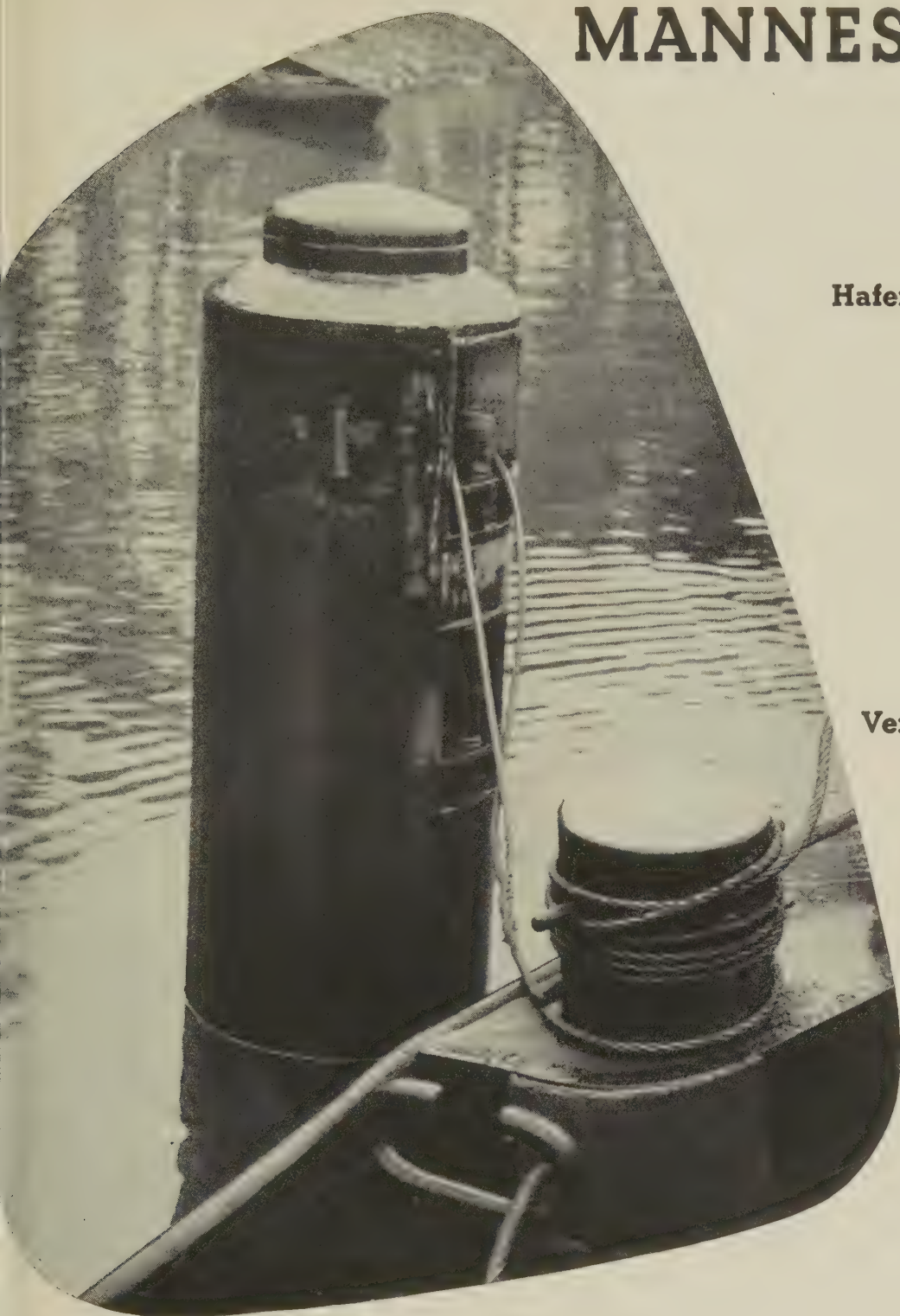
In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 80 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Studienreisen.

In der Zeit vom 4.—20. November findet eine Studienreise für Bauingenieure nach den Vereinigten Staaten von Nordamerika statt, die unter anderem Besichtigungen in Boston (Prof. Gropius), Taliesin (Frank Lloyd Wright) und Chicago (Mies von der Rohe) vorsieht. Wir verweisen auf die in diesem Heft erscheinende Anzeige auf der II. Umschlagseite.

MANNESMANN

**liefert
für den
Hafen- und Wasserbau
Stahlrohre
für
Dalben
und
alle anderen
Verwendungszwecke**



Mannesmann Stahlrohr-Manteldalben

MANNESMANN VERKAUFGEMEINSCHAFT
USSELDORF



Technische Hydro- und Aeromechanik.

Von Dr.-Ing. habil. **Walthar Kaufmann**, o. Prof. der Mechanik an der Technischen Hochschule in München. Mit 254 Abbildungen. VIII, 352 Seiten Gr.-8°. 1954. Ganleinen DM 36,—

Das vorliegende Werk des auf dem Gebiet der Technischen Mechanik bekannten Hochschullehrers und Forschers hat einen Vorgänger in seiner vor 20 Jahren erschienenen, aber seit längerer Zeit vergriffenen zweibändigen „Angewandten Hydro- und Aeromechanik“. In der seither verflossenen Zeit hat die Lehre von der Bewegung der Flüssigkeiten und Gase nach verschiedenen Richtungen hin eine ganze Reihe neuer Erkenntnisse zu verzeichnen. Statt einer Neuauflage der „Angewandten Hydro- und Aeromechanik“ legt der Verfasser hiermit ein völlig neues Buch vor. Auf diese Weise war es ihm möglich, durch entsprechend straffere Gliederung des Stoffes das ganze Lehrgebiet einheitlich in einem Bande darzustellen und trotzdem der neuesten Entwicklung Rechnung zu tragen. Insbesondere wurde jetzt auch ein Kapitel über die Dynamik der kompressiblen Flüssigkeiten (Gasdynamik) aufgenommen, da dieser Zweig der Strömungslehre nicht nur für den Flugtechniker, sondern auch für den Konstrukteur von Strömungsmaschinen eine ständig wachsende Bedeutung erlangt hat. Das Buch ist in erster Linie für Studierende der Ingenieurwissenschaften und der Physik geschrieben. Es wird aber auch dem Praktiker mancherlei Anregung und Belehrung geben.

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Der Dammbau. Grundlagen und Geo-

technik der Stau- und Verkehrsdämme. Von Dr.-Ing. **Karl Keil**, Professor für Ingenieurgeologie und Geotechnik an der Hochschule für Verkehrswesen in Dresden. Zweite völlig neubearbeitete Auflage. Mit 600 Abbildungen. XVI, 581 Seiten Gr.-8°. 1954. Ganzl. DM 69,—

Inhaltsübersicht: 1. Teil: **Grundlagen**. 1. Abschnitt. Einleitung. 2. Abschnitt. Der Dammkörper. I. Der Verkehrsdamm. II. Der Staudamm. III. Die hydrodynamische Beanspruchung des Staudammes. IV. Der Böschungswinkel an Dämmen. 3. Abschnitt. Die Dammbaustoffe. 4. Abschnitt. Eigenschaften der Dammbaustoffe. I. Die physikalischen Eigenschaften der Dammbaustoffe. II. Die mechanischen Eigenschaften der Gesteine als Dammbaustoffe. 5. Abschnitt. Die Grundlagen der Dammbauorganisation. 2. Teil: **Geotechnik**. 6. Abschnitt. Der Einbau der Dammbaustoffe. I. Die Anforderung der Erdbaustoffe und Ausführung der Schüttung. II. Der Einbau der Massen auf trockenem Wege. III. Die Geräte für die künstliche Verdichtung. IV. Der Einbau und die Verdichtung auf nassem und naßmechanischem Wege. V. Entwicklungsfragen der Verdichtungsgeräte. VI. Künstliche Verdichtung und Kostenfrage. VII. Das Leistungsverzeichnis. 7. Abschnitt. Die Gütekontrolle des Dammbaues (Dammbauüberwachung). Aufgabe und Grundlagen. I. Während der Ausführung. II. Überwachung der Arbeitsvorgänge. III. Die Nachprüfung der Verdichtung. 8. Abschnitt. Die Dammsetzungen und Dammverschiebungen. I. Dammsetzungen. II. Dammverschiebungen. III. Die Setzungsmessungen. IV. Messungen waagerechter Verschiebungen. V. Weitere Messungen an Dämmen. 9. Abschnitt. Die Gefahren und Schäden im Dammbau. I. Ursachen. II. Geotechnische Folgerungen für den Dammbau. III. Der Sicherheitsgrad im Dammbau. IV. Dammanschluß an Kunstbauwerke. 10. Abschnitt. Die Beziehungen zwischen Damm und Untergrund. I. Verkehrsdämme. II. Staudamm und Baugrund. 11. Abschnitt. Ursachen und Verhütung von Dammbrüchen. I. Die Ursachen der Dammkatastrophen. 12. Abschnitt. Der Deichbau. — Die Dammbaugeschichte. Literaturverzeichnis. Sachverzeichnis. Verzeichnis der Dämme und Staumauern.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Schleusen und Hebewerke.

Von Dr.-Ing. **Hans Dehnert**, Regierungs- und -baurat a. D., o. Professor an der Hochschule für Verkehrswesen in Dresden. Mit 320 Abbildungen. (Handbibliothek für Bauingenieure. Neue Reihe. Hrsg. von Prof. Dr.-Ing. Ferd. Schleicher.) VIII, 340 Seiten Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 45,—

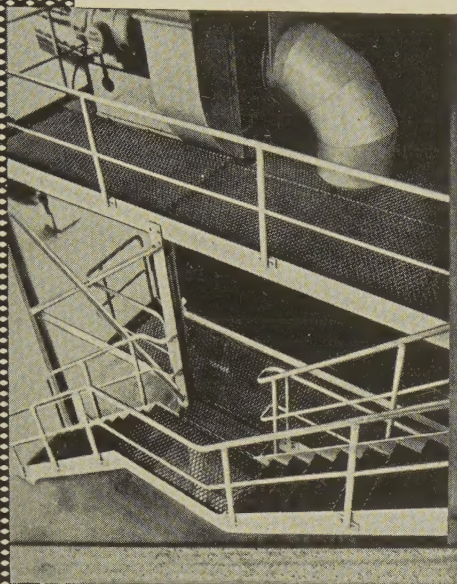
Das obige Werk behandelt die Planung, Gestaltung, Bauausführung und den Betrieb von Schiffsschleusen und Hebewerken. Es befaßt sich also mit den kompliziertesten Gliedern einer Wasserstraße, deren Ausbildung für die Sicherheit, Schnelligkeit und somit auch Leistungsfähigkeit des Wassertransportes von größter Bedeutung ist.

Die vorliegende Arbeitsleistung ist eine eminente, wenn man bedenkt, daß mehr als 450 Abhandlungen berücksichtigt wurden, die am Schluß des Buches angeführt sind. Der Inhalt des in 10 Abschnitte geteilten Werkes enthält allgemeine Bemerkungen über Schiffsschleusen (18 S.), Füllen und Leeren der Kammer (23 S.), Gesichtspunkte für die Planung von Schiffsschleusen (12 S.), Schleusentore und Umlaufverschlüsse (85 S.), Gestaltung des Schleusenbauwerkes (67 S.), Bauausführung von Schleusen (22 S.), Schleusenvorhöfen (11 S.), Ausrüstung und Betrieb der Schleusen (20 S.), Anlagen zur Wasserersparnis (12 S.) und schließlich Hebewerke (53 S.). Die präzise Darstellung aller dieser Abschnitte wird fast immer von vielen instruktiven Lichtbildern und Konstruktionszeichnungen begleitet, die häufig kaum zu überbieten sind... Von besonderem Interesse dürften die Ausführungen über die Wasserhaltung, Gründung und Bauausführung der Schleusen sein sowie jene über die Betontechnik im Schleusenbau... Die bekannte Handbibliothek für Bauingenieure hat durch das vorliegende Spezialwerk eine sehr wertvolle Erweiterung erfahren. Denn dieses stellt nicht nur einen unentbehrlichen Behelf für das Studium dar, sondern wird auch die Ingenieure in der Praxis beraten und ihnen viele Anregungen geben. Die Ausstattung des Buches ist ausgezeichnet.

„Österreichische Wasserwirtschaft“

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

PRÜFEN SIE DIE VORZÜGE UNSERER
DIAGONAL-GITTERROSTE



SPEZIALFABRIK FÜR
DIAGONAL-GITTERROSTE
WILHELM HÄHN
FERNDORF KREIS SIEGEN
FERNRUF: KREUZTAL 117 • SEIT 1875



INERTOL

ICOSIT

HYDRASFALT

PALESIT

Als Treuhänder Ihrer Kunden ist Ihnen
das Beste gerade gut genug, auch in
der Wahl der
BAUTENSCHUTZMITTEL und
BAUTENLACKE. Sie handeln im
Interesse Ihres Bauherrn, wenn
Sie unsere Erzeugnisse vor-
schreiben und verwenden lassen.
Unser technischer Kundendienst
berät Sie gerne.

ERZEUGNISSE DER

LECHLER
BAUTENSCHUTZCHEMIE

FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART UND GELSENKIRCHEN/BUER

Ein Band



ist oft der ersehnte Lohn
für große Verdienste. Große
Verdienste erwirbt sich
auch das Fugenband

PLASTOSYNBAND - 3 D

Durch seine besondere Form
und Beschaffenheit – aus
zähem und alterungsbestän-
digem Material – dient
unser Fugenband zur Über-
brückung von Bauwerks-
fugen und bietet sicheren
Schutz auch bei großen Be-
wegungen. Wir beraten
Sie gerne unverbindlich.

PLASTIMENT
GmbH
KARLSRUHE

STELLENANGEBOTE

Ein selbständiger

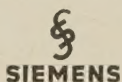
Stahlbaukonstrukteur

sowie ein

Tiefbauingenieur

mit langjähriger Praxis bei ersten Stahlbau- bzw. Stahlbetonfirmen als Sachbearbeiter für große Neuanlagen in einem gemischten Hüttenwerk zum sofortigen Eintritt gesucht.

Bewerbungen von Herren im Alter von 35 bis 40 Jahren mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Gehaltsforderung und Angabe des frühesten Eintrittstermins erbeten unter „Der Bauingenieur 1307“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20



Für unser Wasserkraftbüro suchen wir

mehrere Bau-Ingenieure

(Diplom-Ingenieure und Absolventen von Ingenieurschulen), möglichst mit mehrjähriger Berufserfahrung auf dem Gebiet des Wasserkraftbaues oder des Wasser- und Tiefbaues, sowie

mehrere Bauzeichner

mit guten zeichnerischen Fähigkeiten. Ausführliche Bewerbungsschreiben mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild sind zu richten an

SIEMENS-SCHUCKERTWERKE AKTIENGESELLSCHAFT
Personalabteilung, Erlangen, Werner-von-Siemens-Straße 50

Für Gleis- und Bahnbauarbeiten an unseren Werks- und Grubenbahnen suchen wir zum möglichst baldigen Eintritt einen erfahrenen

Eisenbahnbauingenieur

oder

Tiefbauingenieur

Bewerbung mit Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften und Referenzen erbeten.

Gemeinschaftsbetrieb Eisenbahn und Häfen

Duisburg-Hamborn

Postfach 141

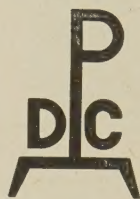
Die Stadt Düsseldorf sucht für den Entwurf und Bau einer Großkläranlage (einschl. der Zu- und Ablaufkanäle und eines Abwasserdükers unter dem Rhein) mehrere tüchtige

**Diplom-Ingenieure
Tiefbauingenieure
Bauaufseher
technische Zeichner**

Die Arbeiten werden sich voraussichtlich auf mehrere Jahre erstrecken. Die Einstufung erfolgt nach TO. A.

Interessierte Fachkräfte werden gebeten, ihre Bewerbung mit handgeschr. Lebenslauf, Lichtbild und lückenlosem beglaubigten Zeugnisausweis über Schul- und Berufsausbildung sowie über ihre bisherigen Tätigkeiten zu richten an:

Stadtverwaltung Düsseldorf — Personalamt — Neues Rathaus

Schwierige Grundbauten

Druckluftgründungen

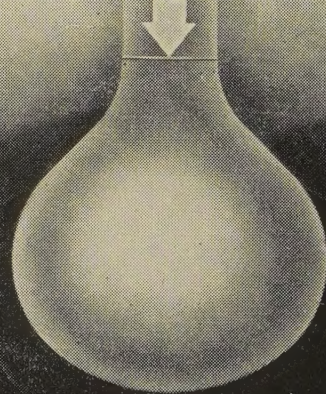
Pfahlgründungen

Baugrund-Untersuchungen

Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**

Krefeld — Berlin — Winsen-L.

**LORENZ
BETON-BOHRPFAHL**



bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen

ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M. B. H.
BERLIN-WILMERSDORF

LORENZ-BAU
G. M. B. H.
JERLOHN

ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO.
LUBECK · HAMBURG · KIEL

Bautenschutz durch

PROLAPIN dichtet Mörtel u. Beton	PROLAN Betonverflüssiger	FLUATOL Schalungsmittel	OSITEX hellfarb. Schutzanstrich	ORKIT schwarzer Schutzanstrich	LITHURIN -ES- dichtet Fassaden farblos
--	------------------------------------	-----------------------------------	---	--	---

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG - WANDSBEK

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651



Berlin NW 87, Reuchlinstraße 10-17 Telefon: 39 28 58
Techn. Büro Essen-Steele, Henglerstr. 47 Tel.: 516 49

Beton-Spritzmaschinen, Beton-Injektoren, Beton-Pumpen, Verkauf - Vermietung, Ausführung v. Torkretierungen an Massivdecken u. Stahlbetonkonstruktionen

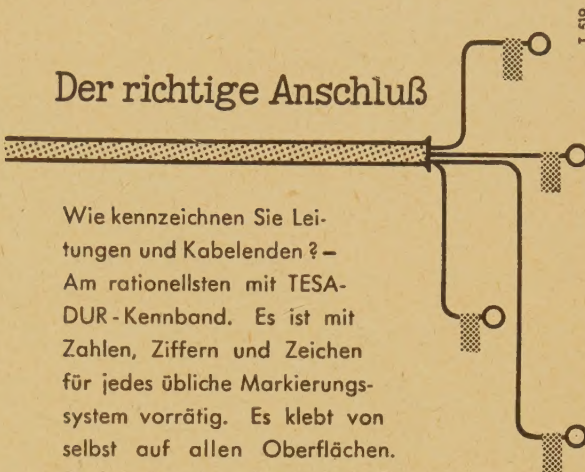
GAB
BAUTENSCHUTZ

Beton-Verbesserung
BIBEROL-LP-Mischoel

GUSTAV A. BRAUN BIBERWERK
KÖLN · STUTTGART · HAMBURG

Der richtige Anschluß

Wie kennzeichnen Sie Leitungen und Kabelenden? –
Am rationellsten mit TESA-DUR-Kennband. Es ist mit Zahlen, Ziffern und Zeichen für jedes übliche Markierungssystem vorrätig. Es klebt von selbst auf allen Oberflächen. Praktisch vor allem sind die handlichen Schachteln mit Streifen in gebrauchsfertiger Länge.



P. BEIERSDORF & CO. A.-G. HAMBURG

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder - Unlon 3“, „Hoesch 3“ und „Krupp KN III“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

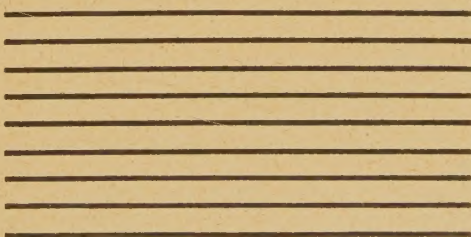
F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden

Über 3500 Linien

dieser Länge und Breite lassen sich mühelos mit nur einer Füllung des Tuschefüllhalters PELIKAN-GRAPHOS ziehen. Auswechselbare Federn verschiedener Art und Breite werden für technisches Zeichnen, freies Zeichnen und Federskizzen sowie für Kunst- und Schablonenschrift geliefert.

Pelikan Graphos

Ausführlicher Prospekt auf Wunsch **GUNTHER WAGNER · HANNOVER**



Gegen Feuchtigkeit
und Wasserschäden
in Bauwerken aller Art

CERESIT

**Sperrmörtel
Sperrbeton**

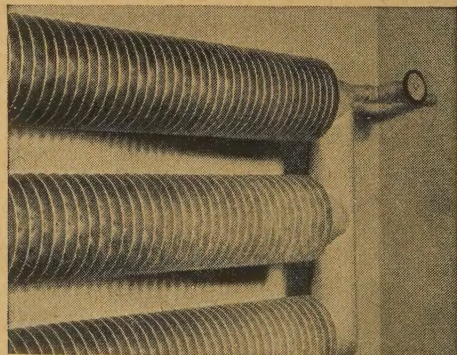


UNNERSCHKE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA

1905 50 Jahre 1955



Ein wesentlicher Beitrag
zur Senkung Ihrer Betriebskosten
liegt in der
guten Wärmeübertragung
unserer Stahl-Spiralrippenrohre.
Seit Jahrzehnten
gehören Stahl-Spiralrippenrohre
zu unserm
Herstellungsprogramm.



PHOENIX-RHEINROHR AG
VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF